

DIMENSIONAMENTO DE UM EDIFÍCIO DE BETÃO ARMADO E PRÉ-ESFORÇADO DE GEOMETRIA IRREGULAR COM RECURSO A CÁLCULO AUTOMÁTICO

BENJAMIM MENDES NOGUEIRA

Dissertação submetida para satisfação parcial dos requisitos do grau de

MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL — ESPECIALIZAÇÃO EM ESTRUTURAS

Orientador: Professor Doutor António Abel Ribeiro Henriques

JULHO DE 2011

MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2010/2011

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446



miec@fe.up.pt

Editado por

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

Fax +351-22-508 1440



feup@fe.up.pt



<http://www.fe.up.pt>

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o Autor e feita referência a *Mestrado Integrado em Engenharia Civil - 2010/2011 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2011.*

As opiniões e informações incluídas neste documento representam unicamente o ponto de vista do respectivo Autor, não podendo o Editor aceitar qualquer responsabilidade legal ou outra em relação a erros ou omissões que possam existir.

Este documento foi produzido a partir de versão electrónica fornecida pelo respectivo Autor.

A meus Pais

Se eu fui capaz de ver mais longe é porque estava de pé nos ombros de gigantes

Isaac Newton

AGRADECIMENTOS

Em primeiro lugar gostaria de exprimir a minha gratidão para com o professor António Abel Ribeiro Henriques, orientador da presente dissertação, por toda a ajuda, rigor, entusiasmo e disponibilidade demonstrados ao longo do projecto.

Não posso também deixar de agradecer a todos os colegas, amigos e professores, que das mais variadas formas, me ajudaram ao longo destes últimos 5 anos a realizar um dos meus maiores sonhos.

Quero também deixar o meu agradecimento à minha namorada Cláudia, que sempre me apoiou e incentivou ao longo dos últimos anos, que me ajudou a ganhar um maior sentido de responsabilidade, e que faz de mim um homem mais feliz e realizado.

Por último, mas não menos importante, quero agradecer à minha família, e em especial, aos meus pais. Ao longo da minha vida passei por momentos inesquecíveis, momentos bons, e como em tudo na vida, por momentos maus. Mas em todos existe algo em comum, os meus pais. Foi com eles que partilhei as minhas maiores felicidades, e foi com a força deles que ultrapassei todos os obstáculos com que me deparei. Por isso o meu maior agradecimento é para vocês, que são quem mais amo.

RESUMO

Este trabalho apresenta as diferentes fases de um projecto de estruturas de um edifício de geometria irregular, desde a sua concepção inicial até à fase final de dimensionamento. Deste modo, são percorridas as fases de Concepção da Solução Estrutural, Pré-Dimensionamento, Análise Estrutural e Sísmica, e Dimensionamento.

O objectivo principal desta dissertação consiste na síntese dos conhecimentos adquiridos ao longo do curso de engenharia civil na actividade prática do projecto de estruturas.

Uma vez que é cada vez mais recorrente o recurso a ferramentas de processamento de dados automático no estudo e dimensionamento dos mais diversos tipos de estruturas, é utilizado um programa tridimensional de elementos finitos na modelação e dimensionamento do edifício.

Na verificação aos estados limites últimos e estados limites de serviço dos vários elementos estruturais, foram aplicados os critérios gerais de dimensionamento da regulamentação em vigor em Portugal (RSA, REBAP e Eurocódigos).

O dimensionamento das armaduras, à excepção das lajes, foi obtido com um programa de cálculo automático de estruturas, pelo que foi realizado um estudo da fiabilidade dos resultados obtidos, assim como uma avaliação das vantagens que o programa pode oferecer ao projectista na fase final de projecto.

Os desenhos das armaduras de betão armado dos elementos estruturais do edifício completam e ilustram a solução obtida.

PALAVRAS-CHAVE: Projecto de Estruturas; Cálculo automático; Pré-Dimensionamento; Análise Sísmica; Pré-esforço; Dimensionamento

ABSTRACT

This work presents the different stages of a structural design for a building with irregular geometry, from its initial conception to the final design stage. In this way, it is presented the different steps of Structural Solution Conception, Predesign, Structural and Seismic Analysis, and Final Design.

The main objective of this dissertation is the application of the knowledge acquired along the civil engineering course related to the practice and to the structural design. Since the use of computational tools for automatic data processing in the analysis and design of various structural types has been successively increasing, a three-dimensional finite elements program is used in the modelling and design of the studied building.

The ultimate and service limit states are checked for the various structural elements by applying the general criteria for design codes currently used in Portugal (RSA, REBAP and Eurocodes).

The design of the reinforcement, with the exception of the slabs, was obtained with the three-dimensional program and a study of the reliability of the results was conducted, as well as an evaluation of the benefits that the program can offer to the designer in the final phase of the project. The drawings of the reinforcement of concrete structural elements of the building are also presented.

KEYWORDS: Structural Design; Automatic calculation program; Predesign; Seismic Analysis; Prestressed Concrete

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS	i
RESUMO	iii
ABSTRACT	v
1 INTRODUÇÃO	1
1.1 ENQUADRAMENTO DO TEMA E OBJECTIVOS DA DISSERTAÇÃO	1
1.2 BASES ARQUITECTÓNICAS E SOLUÇÃO ESTRUTURAL	1
1.3 ORGANIZAÇÃO EM CAPÍTULOS	3
2 CRITÉRIOS GERAIS DE DIMENSIONAMENTO	5
2.1 REGULAMENTAÇÃO	5
2.2 ESTADOS LIMITES ÚLTIMOS	5
2.2.1 ESFORÇOS ACTUANTES DE CÁLCULO	6
2.3 ESTADOS LIMITES DE UTILIZAÇÃO	8
2.4 LIMITAÇÃO DAS TENSÕES	9
2.5 ESTADO LIMITE DE FENDILHAÇÃO	9
2.6 CONTROLO DA DEFORMAÇÃO	10
2.6.1 FLECHA MÁXIMA DE CÁLCULO – MÉTODO DOS COEFICIENTES GLOBAIS	11
2.6.2 CONTROLO DA DEFORMAÇÃO PELO MÉTODO SIMPLIFICADO	12
2.7 MATERIAIS	13
2.8 ACÇÕES	14
2.8.1 ACÇÕES PERMANENTES	14
2.8.2 ACÇÕES VARIÁVEIS	17
2.9 COMBINAÇÃO DE ACÇÕES	18
2.9.1 ESTADOS LIMITES ÚLTIMOS	18
2.9.2 ESTADOS LIMITES DE UTILIZAÇÃO	19
3 MODELAÇÃO DA ESTRUTURA	21

3.1	INTRODUÇÃO	21
3.2	ELEMENTOS DE BARRA	21
3.3	ELEMENTOS DE CASCA	22
3.4	CABOS DE PRÉ-ESFORÇO	22
3.5	CONDIÇÕES DE FUNDAÇÃO	23
3.6	ACÇÕES	23
3.6.1	CARGAS DOS PAVIMENTOS	23
3.6.2	PAREDES DE ALVENARIA EXTERIORES	23
3.6.3	ACÇÃO SÍSMICA	24
4	PRÉ-DIMENSIONAMENTO	25
4.1	INTRODUÇÃO	25
4.2	PRÉ-DIMENSIONAMENTO DAS LAJES	25
4.3	PRÉ-DIMENSIONAMENTO DAS VIGAS	29
4.3.1	PRÉ-DIMENSIONAMENTO DAS VIGAS DO PISO 1	30
4.3.2	PRÉ-DIMENSIONAMENTO DAS VIGAS DE COBERTURA DO PISO 3	34
4.3.3	PRÉ-DIMENSIONAMENTO DAS VIGAS DO PISO 4	36
4.3.4	PRÉ-DIMENSIONAMENTO DAS VIGAS DE COBERTURA DO PISO 7	39
4.3.5	ESTUDO DA GRELHA DO PISO 1	42
4.3.6	ESTUDO DA GRELHA DO PISO 4	43
4.3.7	CONCLUSÃO	45
4.4	PRÉ-DIMENSIONAMENTO DOS PILARES	45
5	ANÁLISE SÍSMICA E PRÉ-DIMENSIONAMENTO DOS ELEMENTOS DE CONTRAVENTAMENTO	49
5.1	INTRODUÇÃO	49
5.2	REGULAMENTO	50
5.2.1	EXIGÊNCIAS DE DESEMPENHO	50
5.2.2	REPRESENTAÇÃO DA ACÇÃO SÍSMICA	50
5.2.3	CLASSE DO SOLO	51

5.2.4	CLASSE DE IMPORTÂNCIA	51
5.2.5	COEFICIENTE DE COMPORTAMENTO	52
5.2.6	CLASSES DE DUCTILIDADE	53
5.2.7	TIPOS DE SISTEMAS ESTRUTURAIS	53
5.2.8	ANÁLISE ESTRUTURAL	54
5.3	ESTADOS LIMITES DE UTILIZAÇÃO E PRÉ-DIMENSIONAMENTO DOS ELEMENTOS DE CONTRAVENTAMENTO	54
5.4	VALIDAÇÃO DO MODELO	57
5.4.1	MASSA MODAL	57
5.4.2	COEFICIENTE SÍSMICO	59
6	PRÉ-ESFORÇO	61
6.1	INTRODUÇÃO	61
6.2	TÉCNICAS E SISTEMAS DE PRÉ-ESFORÇO	62
6.3	ARMADURAS DE PRÉ-ESFORÇO	62
6.4	TIPOS DE ANCORAGENS DE PRÉ-ESFORÇO	63
6.5	PERDAS DE PRÉ-ESFORÇO	64
6.6	SECÇÃO ADOPTADA PARA AS VIGAS PRÉ-ESFORÇADAS.....	64
6.7	TRAÇADO IDEAL DO PRÉ-ESFORÇO	65
6.8	ACÇÕES PROVOCADAS PELO PRÉ-ESFORÇO PARABÓLICO	66
6.9	PRÉ-DIMENSIONAMENTO DO PRÉ-ESFORÇO	69
6.10	PERDAS INSTANTÂNEAS DE PRÉ-ESFORÇO.....	75
6.10.1	PERDAS POR ATRITO	75
6.10.2	PERDAS POR REENTRADA NAS CUNHAS.....	75
6.10.3	PERDAS POR DEFORMAÇÃO INSTANTÂNEA DO BETÃO.....	77
6.11	PERDAS DIFERIDAS	79
6.11.1	PERDAS POR RETRACÇÃO	79
6.11.2	PERDAS POR FLUÊNCIA	79
6.11.3	PERDAS POR RELAXAÇÃO.....	80

6.12	VERIFICAÇÃO DE SEGURANÇA EM ESTADO LIMITE ÚLTIMO	81
6.12.1	CÁLCULO DA ARMADURA ORDINÁRIA A MEIO VÃO DA VIGA V1-12.....	82
6.12.2	CÁLCULO DA ARMADURA ORDINÁRIA NO 1º APOIO DA VIGA V1-12.....	83
6.12.3	CÁLCULO DA ARMADURA ORDINÁRIA NO 2º APOIO DA VIGA V1-12.....	84
6.12.4	VERIFICAÇÃO DA HIPÓTESE DE CEDÊNCIA DAS ARMADURAS A MEIO VÃO	84
6.12.5	VERIFICAÇÃO DA HIPÓTESE DE CEDÊNCIA DAS ARMADURAS NO 1º APOIO	85
6.12.6	VERIFICAÇÃO DA HIPÓTESE DE CEDÊNCIA DAS ARMADURAS NO 2º APOIO	86
6.12.7	CÁLCULO DE ARMADURA ORDINÁRIA DA VIGA V1-12 PARA FAZER FACE AOS MOMENTOS POSITIVOS NOS APOIOS NA ENVOLVENTE DAS COMBINAÇÕES DE ESTADO LIMITE ÚLTIMO.	86
6.12.8	CÁLCULO DE ARMADURA ORDINÁRIA PARA FAZER FACE AOS MOMENTOS POSITIVOS NO 1º APOIO ..	86
6.12.9	CÁLCULO DE ARMADURA ORDINÁRIA PARA FAZER FACE AOS MOMENTOS POSITIVOS NO 2º APOIO ..	87
6.13	CÁLCULO DA ARMADURA TRANSVERSAL	87
6.14	VERIFICAÇÃO DE SEGURANÇA NAS ZONAS DAS ANCORAGENS	88
6.15	EFEITO DO PRÉ-ESFORÇO EM ELEMENTOS HIPERESTÁTICOS	90
6.16	VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA EM ESTADOS LIMITES DE UTILIZAÇÃO	91
6.16.1	LIMITAÇÃO DAS TENSÕES A MEIO VÃO DA VIGA V1-12.....	91
6.16.2	CONTROLO DA FENDILHAÇÃO.....	92
6.16.3	CONTROLO DA DEFORMAÇÃO.....	92
7	DIMENSIONAMENTO DAS ARMADURAS DAS VIGAS COM RECURSO A CÁLCULO AUTOMÁTICO	95
7.1	INTRODUÇÃO.....	95
7.2	VIGAS SUJEITAS A FLEXÃO SIMPLES	95
7.2.1	ARMADURA DE ESFORÇO TRANSVERSO	100
7.3	DIMENSIONAMENTO DAS VIGAS V 1-1, V 1-2, V 1-3	100
7.3.1	ARMADURA DE FLEXÃO	100
7.3.2	ARMADURA DE ESFORÇO TRANSVERSO	101
7.3.3	ESTADOS LIMITES DE UTILIZAÇÃO	102
7.3.4	CONTROLO DA DEFORMAÇÃO.....	103
7.3.5	ESCALONAMENTO DA ARMADURA	103

8	DIMENSIONAMENTO DAS ARMADURAS DOS ELEMENTOS VERTICAIS COM RECURSO A CÁLCULO AUTOMÁTICO	107
8.1	CLASSIFICAÇÃO DA ESTRUTURA.....	107
8.2	PILARES	108
8.3	DIMENSIONAMENTO DO PILAR P1-2.....	111
8.4	PAREDES RESISTENTES	118
9	CONCLUSÃO.....	125
	BIBLIOGRAFIA.....	127
	ANEXOS.....	129
	ANEXO A: VALORES DE CÁLCULO DE DIMENSIONAMENTO DAS VIGAS PRÉ-ESFORÇADAS	131
	ANEXO B: ESTUDO DOS MOMENTOS DEVIDO A EFEITOS DE 2ºORDEM LOCAIS E IMPERFEIÇÕES GEOMÉTRICAS OBTIDOS COM BASE NO PROGRAMA DE CÁLCULO AUTOMÁTICO.....	137
	ANEXO C: DESENHO DAS ARMADURAS DOS PILARES.....	145
	ANEXO D: DESENHO DAS ARMADURAS DAS PAREDES RESISTENTES	161
	ANEXO E: DESENHO DAS ARMADURAS DAS VIGAS NÃO PRÉ-ESFORÇADAS.....	167

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.1: Estrutura de geometria irregular a dimensionar	2
Figura 1.2: a) Planta estrutural do piso 1,2 e 3 b) Planta estrutural do piso 4, 5, 6 e 7.....	2
Figura 2.1- Diagrama de extensões de uma secção de betão armado sujeita a flexão simples e representação das forças equivalentes	7
Figura 2.2: Diagrama parábola rectângulo para o betão comprimido.....	7
Figura 2.3 Diagramas tensões-extensões, idealizado e de cálculo, do aço das armaduras para betão armado (traccionado ou comprimido).....	8
Figura 2.4: Valores recomendados de W_{max} (EC2, 2004)	10
Figura 2.5: Processo de obtenção de I_a I_0 I_b com base no diagrama de momentos	12
Figura 2.6 Valores básicos da relação vão/altura para elementos de betão armado sem esforço normal de compressão (Figueiras, 1997)	13
Figura 2.7: a) Acção do revestimento nos pisos 1 e 2; b) Acção do revestimento nos pisos 4, 5 e 6 .	15
Figura 2.8: a) Acção do revestimento no piso 3; b) Acção do revestimento no piso 7.....	15
Figura 2.9 a) Acção das paredes de alvenaria no piso 1 e 2 b) Acção das paredes de alvenaria no piso 4, 5 e 6.....	16
Figura 2.10 Acção das paredes de alvenaria no piso 3.....	17
Figura 2.11: a) Acção das sobrecargas no piso 1 e 2; b) Acção das sobrecargas no piso 4 5 e 6.....	17
Figura 2.12: a) Acção das sobrecargas no piso 3; b) Acção das sobrecargas no piso 7.....	18
Figura 3.1 Elemento de barra.....	21
Figura 3.2: Malha do piso1 e do piso 4, respectivamente	22
Figura 3.3: Traçado do cabo de pré-esforço inserido no modelo de cálculo.....	22
Figura 3.4: Carga dos pavimentos	23
Figura 3.5: Carga das paredes exteriores.....	23
Figura 4.1: Direcção de funcionamento das lajes sobre os elementos vigados.....	26
Figura 4.2: Critérios gerais a adoptar no dimensionamento da geometria de uma laje aligeirada	26
Figura 4.3 Geometria da laje adoptada para todos os pisos do edifício em estudo.....	27
Figura 4.4 Estudo do peso próprio da laje com base no programa de cálculo automático.....	28
Figura 4.5 Diagrama de momentos de cálculo da laje aligeirada para efeitos de pré-dimensionamento	29

Figura 4.6 Esquema da solução dos elementos de viga do piso 1 e 4, respectivamente.	30
Figura 4.7: Área de influência das lajes do piso 1 nas vigas V1-1, V1-2, V1-3, V1-8, V1-7, V 1-6	31
Figura 4.8: Diagrama de momentos de uma viga com apoio simples e encastramento, e um viga bi-encastrada, respectivamente.	31
Figura 4.9: Área de influência das lajes do piso 1 nas vigas V1-12 e V 1-13	32
Figura 4.10: Área de influência das lajes do piso 1 nas vigas V1-4, V1-5, V1-10 e V1-9.....	32
Figura 4.11 Rigidez da viga V1-2 e V1-13 sob a acção de uma carga concentrada a meio vão	33
Figura 4.12: Área de influência das lajes do piso 1 na viga V1-11	34
Figura 4.13: Diagrama de momentos da viga V1-11 com base na área de influência admitida na figura 3.12 e na rigidez das vigas V1-12 e V1-13.....	34
Figura 4.14: Diagrama de momentos de uma viga com apoio simples e encastramento, e um viga bi-encastrada, respectivamente.	35
Figura 4.15: Área de influência das lajes do piso 4 nas vigas V4-1, V4-2, V4-5 e V4-6.....	36
Figura 4.16: Área de influência das lajes do piso 4 nas vigas V4-3 e V4-4	37
Figura 4.17: Área de influência das lajes do piso 4 nas vigas V4-7 e V4-8	38
Figura 4.18: Área de influência das lajes do piso 4 na viga V4-9	39
Figura 4.19: Diagrama de momentos da viga V4-9 com base na área de influência das lajes da figura 4.18 e na rigidez das vigas V4-7 e V4-8.....	39
Figura 4.20: Distribuição das cargas adoptadas em pré-dimensionamento para o piso 1	42
Figura 4.21: Diagrama de momentos da grelha do piso 1	42
Figura 4.22: Distribuição das cargas adoptadas em pré-dimensionamento para o piso 4	44
Figura 4.23: Diagrama de momentos da grelha do piso 4	44
Figura 4.24: Áreas de influência dos pilares do piso 1 e 4 respectivamente	46
Figura 4.25 Secção dos pilares com base no pré-dimensionamento	48
Figura 5.1: Estruturação tectónica da falha Açores-Gibraltar	49
Figura 5.2: Risco de sismicidade do território português para acção sísmica próxima e acção sísmica afastada	50
Figura 5.3: Dimensões finais da solução estrutural adoptada	56
Figura 5.4 Deformações horizontais obtidas com base numa análise dinâmica linear	56
Figura 5.5: Modos de vibração da estrutura sob o efeito da acção sísmica	58
Figura 5.6 Quadro II do RSA	60

Figura 6.1: Força de compressão que supera o peso próprio do conjunto de livros (adaptado de Machado, 2010).....	61
Figura 6.2: Fio de pré-esforço (retirado de Appleton, 2007)	62
Figura 6.3: Cordão de pré-esforço (retirado de Appleton, 2007)	63
Figura 6.4: Barra de pré-esforço (retirado de Appleton, 2007)	63
Figura 6.5: Ancoragens activas (retirado de Appleton, 2007)	63
Figura 6.6: Ancoragens passivas (retirado de Appleton, 2007)	63
Figura 6.7: Ancoragens de continuidade (retirado de Appleton, 2007)	64
Figura 6.8 Secção tipo das vigas pré-esforçadas	64
Figura 6.9 Traçado do cabo de pré-esforço adoptado e forças equivalentes á actuação do mesmo sobre a viga	65
Figura 6.10: Parábola de 2º grau com o centro de coordenadas na concavidade (retirado de Appleton, 2007):	66
Figura 6.11 Cargas equivalentes da acção do pré-esforço nas ancoragens (adaptado de Appleton, 2007)	67
Figura 6.12 Cálculo da acção distribuída de um cabo de pré-esforço parabólico.....	68
Figura 6.13 Cálculo da acção distribuída de um cabo de pré-esforço parabólico	68
Figura 6.14 Cargas equivalentes da acção de pré-esforço nas vigas em estudo de valor P.....	69
Figura 6.15: Diagrama de momentos da na viga V1-12 devido à acção de pré-esforço unitário.....	69
Figura 6.16: Diagrama de momentos da viga V1-12 na combinação ELS1	70
Figura 6.17: Diagrama de tensões na secção de meio vão das vigas pré-esforçadas da actuação conjunta de momento flector e acção do pré-esforço P	71
Figura 6.18: Diagrama de tensões na secção de apoio das vigas pré-esforçadas da actuação conjunta de momento flector e acção do pré-esforço P	71
Figura 6.19: Pilares a introduzir no piso 7 e a ser suportados pelas vigas pré-esforçadas do piso 6..	73
Figura 6.20: Diagrama de momentos de V6-7 na combinação de ELS1	73
Figura 6.21: Diagrama de momentos de V6-7 devido a pré-esforço unitário	73
Figura 6.22: Diagrama de momentos de V 6-8 devido na combinação ELS1	74
Figura 6.23: Diagrama de momentos de V 6-8 devido á actuação de pré-esforço unitário	74
Figura 6.24: Perdas de pré-esforço por atrito e reentrada nas cunhas	76
Figura 6.25: Gráfico de Perdas de pré-esforço por atrito e reentrada nas cunhas	77

Figura 6.26: Diagrama de momentos de V 1-12 devido à actuação das cargas permanentes.	77
Figura 6.27: Esquema de forças equivalentes à acção de pré-esforço aplicado no centro de gravidade da secção de meio vão	82
Figura 6.28: Diagrama de momentos envolvente das combinações de ELU sem actuação de pré-esforço	82
Figura 6.29: Esquema de forças equivalentes da secção do apoio.....	83
Figura 6.30 Diagrama de extensões na secção de meio vão	84
Figura 6.31 Diagrama de extensões na secção do apoio	85
Figura 6.32: Diagrama de momentos envolvente das combinações de ELU com actuação de PE de V 1-12.....	86
Figura 6.33: Esquema de forças equivalentes da secção do apoio com armadura inferior	86
Figura 6.34: Diagrama da envolvente de esforço transversal em estado limite último com a acção do pré-esforço (ELU1-PE até ELU9-PE).	88
Figura 6.35: Secção das vigas pré-esforçadas na zona de ancoragem	89
Figura 6.36 Diagrama de momentos devido à acção de pré-esforço na viga V1-12.....	90
Figura 6.37: Diagrama de esforço axial na viga V1-12 devido à aplicação de pré-esforço unitário.....	91
Figura 6.38 Flecha máxima registada na combinação frequente de todas as vigas pré-esforçadas...	93
Figura 7.1: Diagrama de extensões na secção de uma viga em estado não fendilhado	95
Figura 7.2: Vigas V1-1, V1-2 e V1-3.....	100
Figura 7.3:Diagrama de momentos resistente e de cálculo ao longo das vigas V1-1, V1-2 e V1-3...	101
Figura 7.4:Diagrama de esforço transversal resistente e de cálculo ao longo da viga	102
Figura 7.5: Zonas de risco de fendilhação com aberturas superiores a 3mm	102
Figura 7.6: Controlo da deformação nas vigas V1-1, V1-2 e V1-3	103
Figura 7.7: Diagrama de momentos resistente com base na armadura final adoptada para as vigas V1-1,V1-2 e V1-3.....	103
Figura 7.8: Desenho das armaduras da viga V1-2.....	105
Figura 8.1: Diagrama de extensões para uma secção sujeita a flexão composta e com armadura superior e inferior.....	109
Figura 8.2: Modos de rotura de uma secção sujeita a flexão composta.....	110
Figura 8.3: Disposição da armadura principal.....	112
Figura 8.4:Diagrama de interacção $N-M_z-M_y$ do pilar P1-2.....	115

Figura 8.5: Desenho das armaduras da secção do pilar P1-2.....	116
Figura 8.6: Desenho das armaduras do pilar P1-2	117
Figura 8.7: Nomenclatura dos elementos verticais do piso 1	118
Figura 8.8: Esquema de dimensionamento das paredes resistentes à acção sísmica com base no EC8.....	120
Figura 8.9: Desenho das armaduras da parede PA1-1	122

ÍNDICE DE QUADROS

Quadro 2.1: Factor de correcção que inclui os efeitos de fendilhação e fluência	11
Quadro 2.2: Características principais dos materiais utilizados no projecto de estrutura da presente dissertação	13
Quadro 2.3: Carga distribuída das paredes interiores (art15º do RSA).....	16
Quadro 2.4: Carga linear das paredes exteriores.....	16
Quadro 2.5: Combinações de estado limite último adoptadas no dimensionamento do edifício em estudo.....	18
Quadro 2.6: Combinações de estado limite de serviço adoptadas no dimensionamento do edifício em estudo.....	19
Quadro 4.1: Secção das vigas adoptadas com base no pré-dimensionamento	41
Quadro 4.2 Esforços axiais obtidos com a distribuição das áreas de influência adoptada na Figura 4.24 e peso próprio das paredes exteriores; no modelo do programa de cálculo automático com secção nula para os elementos de barra; e no modelo com as secções das vigas do Quadro 3.1 e secções finais dos pilares	46
Quadro 5.1: Classe do solo de acordo com o EC8.....	51
Quadro 5.2: Classe de importância de acordo com o EC8.....	52
Quadro 5.3 Simplificações permitidas pelo EC8 na análise dos efeitos da acção sísmica.....	54
Quadro 5.4: Dimensões dos elementos de contraventamento adoptados nos cantos do edifício	56
Quadro 5.5: Verificação dos critérios gerais do EC8 relativamente ao estado limite de danos	57
Quadro 5.6: Frequência e massa modal associada a cada modo.....	58
Quadro 5.7 Somatório dos esforços na base da estrutura na combinação quase permanente	58
Quadro 5.8 Somatório das forças de corte a actuar na base da estrutura sob o efeito da acção sísmica	59
Quadro 5.9: Coeficiente sísmico da direcção x e y com base no método geral	60
Quadro 6.1: Características dos cordões de pré-esforço	62
Quadro 6.2: Relação entre o momento obtido para uma acção de pré-esforço unitário e o momento a meio vão devido a ELS1	70
Quadro 6.3: Perdas de pré-esforço por atrito	75
Quadro 7.1: Abertura de fendas nas vigas V1-1,V1-2 e V1-3	102
Quadro 7.2: Valores de cálculo e valores resistentes das vigas V1-1, V1-2 e V1-3	104

Quadro 8.1: Valores a adoptar para α	109
Quadro 8.2 Esforços de dimensionamento do pilar P1-2.....	111
Quadro 8.3: Verificação de segurança à flexão composta do pilar P1-2 com base no modo de rotura para todas as combinações de Estado Limite Último	114
Quadro 8.4: Classificação dos elementos de contraventamento.....	118
Quadro 8.5: Armadura vertical a colocar nas paredes resistentes	121
Quadro 8.6 Esforço transversal máximo com base na força máxima de compressão das bielas	121
Quadro 8.7: Armadura horizontal a colocar nas paredes resistentes	122

SÍMBOLOS E ABREVIATURAS

Para clareza de exposição, no texto proceder-se-á à descrição de cada notação ou símbolo simultaneamente com a sua primeira utilização. A seguinte lista é apresentada por ordem alfabética.

ϕ	Coeficiente de fluência
θ	Ângulo formado pela escora comprimida de betão com o eixo da viga
ϕ_c	Coeficiente de fluência do betão
ϵ_c	Extensão do betão à compressão
σ_c	Tensão de compressão no betão
ϵ_{c2}	Extensão do betão ao ser atingida a resistência máxima
ρ_{cm}	Percentagem geométrica média da armadura de compressão
ϵ_{cp}	Extensão de cedência do pré-esforço
ϵ_{cu2}	Extensão última do betão à compressão
Δ_L	Representa a deslocamento total do cabo
ξ_{lim}	Coeficiente que toma o valor de 0,5
γ_m	Coeficiente que tem em conta a acção do momento
ϕ_{min}	Menor diâmetro da armadura transversal
ϵ_P	Extensão do pré-esforço
σ_{pi}	Tensão instalada na armadura de pré-esforço sob a acção das cargas permanentes e o pré-esforço após perdas imediatas
ϵ_s	Extensão na armadura
ρ_{tm}	Percentagem geométrica média da armadura de compressão
ϵ_u	Extensão do aço da armadura para betão armado ou de pré-esforço correspondente à tensão máxima
ϵ_{ud}	Extensão limite do aço de armadura para betão armado ou de pré-esforço com base num diagrama com endurecimento na fase plástica
ϵ_{yd}	Extensão de cedência da armadura

β_0	Coeficiente que depende do tipo de solo e frequência própria da estrutura. (quadro x)
ξ	Profundidade do eixo neutro
ν	É um coeficiente de redução que toma valores entre 0,4 e 0,5. Coeficiente que redefine a análise sísmica de colapso numa análise sísmica de “serviço”, por forma a possibilitar o dimensionamento da estrutura sem a implicação de custos desmesuráveis.
A_c	Área da secção de betão
A_{c0}	Área da ancoragem
A_{c1}	Maior área homotética da secção
A_{Ed}	Esforços resultantes da acção sísmica tomada com o seu valor característico
A_p	Área da secção transversal da armadura de pré-esforço
$A_{s,add}$	Armadura de compressão a adicionar em ambas as faces da secção.
$A_{s,cal}$	Armadura principal teórica
$A_{s,comp}$	Armadura de compressão a adicionar para fazer face ao esforço axial.
$A_{s,eff}$	Armadura principal real
$A_{S,lim}$	Armadura de flexão limite que uma determinada secção pode ter por forma a garantir rotura dúctil sem armadura de compressão.
A_{sw}	Área da secção transversal das armaduras de esforço transversal
CP	Acção das cargas permanentes
d_g	Máxima dimensão do agregado
d_r	Deformação lateral entre pisos
E_{cd}	Valor de cálculo do módulo de elasticidade do betão:
E_{cm}	Módulo de elasticidade secante do betão
E_p	Módulo de elasticidade do pré-esforço
E_s	Valor de cálculo do módulo de elasticidade do aço de uma armadura para betão armado
F_c	Força de compressão gerada no betão
f_{cd}	Valor médio da tensão de rotura do betão à compressão
f_{ctm}	Resistência de cálculo do betão à tracção
xxvi	

$f_{p0,1k}$	Tensão limite convencional de proporcionalidade a 0,1%
f_{pk}	Resistência á tracção da armadura de pré-esforço
F_{Rdu}	Máxima força de compressão a aplicar na zona da ancoragem
F_s	Força gerada pelo equilíbrio de forças na armadura inferior
$F_s^{'}$	Força gerada pelo equilíbrio de forças na armadura superior
$F_{V,Ed}$	Carga vertical total;
f_{yd}	Valor de cálculo da tensão de cedência das armaduras
$G_{k,i}$	Esforço resultante de acção permanente considerada com o seu valor característico.
h_0	Distância entre a armadura inferior e a fibra superior da secção
I_{Δ}	Inércia da secção na face superior
I_C	Momento de inércia da secção transversal dos elementos de contraventamento (em estado não fendilhado)
I_y	Inércia da secção no seu centro de gravidade
k	Desvio angular parasita para as armaduras interiores (foi admitido $k=0,005$)
l	Comprimento do vão
L	Altura total do edifício acima do nível a partir do qual os deslocamentos horizontais estão restringidos;
l_{eff}	Distância entre as faces dos apoios da viga
l_v	Comprimento onde é adoptada uma armadura de esforço transversal com o mesmo espaçamento
M	Momento
M_{As}	Momento no centro geométrico da armadura traccionada
M_{caract}	Momento obtido a meio vão devido à acção da combinação característica com pré-esforço (ELS3-PE).
M_d	Momento flector a meio vão no caso de uma viga ou laje, ou no apoio no caso de uma consola
M_{ELU}	Momento máximo de estado limite último sem a acção do pré-esforço
M_{freq}	Momento limite, de tal modo que seja garantido que a armadura traccionada entra em cedência.
M_p	Momento provocado pela acção de pré-esforço

M_r	Momento de fendilhação
M_{sd}	Momento actuante de cálculo
N	Esforço axial
N_{ed}	Esforço axial de cálculo
p	Perda de atrito por metro de comprimento
P	Esforço resultante da acção do pré-esforço.
$P_{m,t}$	Pré-esforço após perdas imediatas e perdas diferidas
P_{m0}	Pré-esforço após perdas imediatas
P_{max}	Pré-esforço inicial
pp	Peso próprio do respectivo elemento
$Q_{k,l}$	Esforço resultante da acção variável base tomada com o seu valor característico.
$Q_{k,i}$	Esforços resultantes das restantes acções variáveis tomadas com os seus valores característicos.
R	Forças de corte basal
s	Espaçamento entre estribos
sc	Sobrecarga
$S_{cl,tmax}$	Máximo espaçamento permitido entre as armaduras transversais
$V_{ed, base da da parede}$	Esforço transversal resistente na base da parede
$V_{ed, topo da parede}$	Esforço transversal resistente no topo da parede
$V_{máx}$	Esforço transversal máximo em toda a parede
V_{sd}	Esforço transversal actuante
W_k	Abertura de fendas do elemento
W_{max}	Abertura máxima de fendas máxima permitida de acordo com o quadro 7.1N do EC2

1

INTRODUÇÃO

1.1 ENQUADRAMENTO DO TEMA E OBJECTIVOS DA DISSERTAÇÃO

A presente dissertação apresenta o desenvolvimento do projecto de estruturas de uma componente de um empreendimento situado na cidade do Funchal e que engloba um Centro Comercial, um hotel de luxo, pisos enterrados de estacionamento, uma zona de escritórios e uma zona para habitação, num total de área de construção de aproximadamente 110.000m². O projecto de estruturas desenvolvido corresponde à zona de escritórios e Centro comercial.

No entanto, apesar de o edifício que foi alvo de estudo ter sido realizado na Madeira, por forma a estudar a exequibilidade do seu dimensionamento numa zona de alto risco de sismicidade foi assumido que o mesmo se localiza no arquipélago dos Açores.

O objectivo principal passa por criar uma solução estrutural que garanta a segurança em relação às acções regulamentares. Deste modo, foram percorridas todas as fases de execução de um projecto de estruturas, desde a definição da solução estrutural e fase de pré-dimensionamento, até à fase final de dimensionamento e desenho das armaduras.

Para o efeito, e uma vez que os programas de cálculo automático têm uma relevância cada vez mais significativa na realidade de projecto de estruturas, foi utilizado um programa tridimensional de elementos finitos, o Robot Structural Analysis (ROBOT).

Ao longo do projecto são explicados todos os fundamentos teóricos necessários para a realização do projecto.

1.2 BASES ARQUITECTÓNICAS E SOLUÇÃO ESTRUTURAL

O edifício possui uma geometria irregular em planta e altura e é constituído por sete pisos com uma altura total de 46 metros e uma área de implantação de 384m².

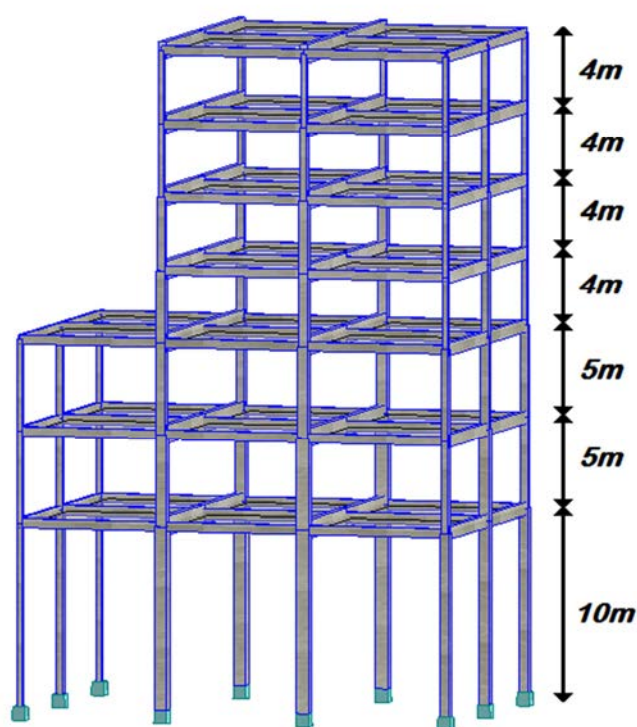


Figura 1.1: Estrutura de geometria irregular a dimensionar

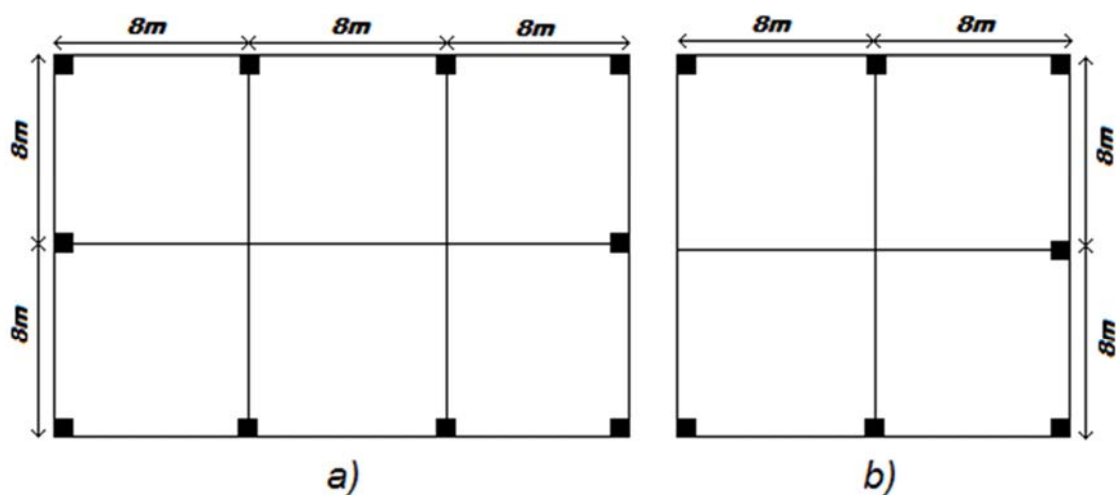


Figura 1.2: a) Planta estrutural do piso 1,2 e 3 b) Planta estrutural do piso 4, 5, 6 e 7

O 1º piso foi projectado para ser uma das maiores salas de cinema do país. Tem 10 metros de pé-direito e uma área de implantação de 384 m². Por razões arquitectónicas, foi impossibilitada a execução de pilares interiores, de modo a não prejudicar o objectivo último do piso. A solução de pilares adoptada percorre o perímetro do piso com afastamentos iguais de 8 metros. As vigas apresentam dimensões compreendidas entre 8 a 24 metros.

O 2º piso e o 3º piso foram projectados para funcionar como centro comercial, apresentam um pé-direito de 5 metros e têm a mesma dimensão em planta do piso 1. Ainda que arquitectonicamente não seja impossibilitada a execução de pilares interiores, estruturalmente não é aconselhável a introdução de pilares assentes em vigas com vão compreendidos entre 16 e 24 metros, pelo que a solução de pilares e vigas adoptadas tem uma disposição em planta idêntica à do piso 1.

O 4º, 5º, 6º e 7º pisos destinam-se à utilização de escritórios, apresentam um pé-direito de 4 metros e uma área de implantação de 256 m². A solução de pilares adoptada está em coerência com a solução adoptada para os pisos subjacentes. As vigas apresentam comprimentos entre 8 a 16 metros.

O acesso aos pisos superiores é realizado com base num elevador situado na periferia do edifício. No entanto, optou-se por não inserir o elevador no projecto de dimensionamento desta dissertação, uma vez que à sua execução não está associada a realização de nenhum elemento estrutural de relevância.

O sistema de contraventamento adoptado consiste num sistema de paredes resistentes em forma de L, implementados nos quatro cantos do edifício. No entanto, as suas dimensões finais foram obtidas com base no controlo de deformação sob a acção sísmica, pelo que apenas puderam ser alvo de estudo numa fase avançada do projecto. Deste modo, numa fase inicial e por forma a pré-dimensionar os elementos estruturais, as paredes resistentes foram substituídas por pilares.

1.3 ORGANIZAÇÃO EM CAPÍTULOS

A presente dissertação encontra-se dividida em 9 capítulos, por forma a ser possível a total compreensão de todos os objectivos propostos em todas as fases do projecto.

No 1º capítulo são abordados os objectivos principais desta dissertação e o seu enquadramento no âmbito do edifício em estudo. É ainda realizada a descrição das bases arquitectónicas que condicionaram todo o projecto, assim com a solução estrutural adoptada.

No 2º capítulo são enunciados os regulamentos e critérios gerais de dimensionamento adoptados para a verificação estrutural. São ainda definidas as características dos materiais a adoptar assim como as acções que vão actuar no edifício. Por fim são apresentadas todas as combinações a considerar no dimensionamento do objecto de estudo.

O 3º capítulo tem como objectivo a descrição detalhada do modelo realizado no programa de cálculo tridimensional.

O 4º capítulo consiste no pré-dimensionamento das lajes, vigas e pilares. As lajes foram pré-dimensionadas com base no controlo de deformação e nos momentos flectores máximos esperados. As vigas foram pré-dimensionadas com base em conhecimento de engenharia, tendo ainda sido realizado o estudo do funcionamento das mesmas em grelha.

O 5º capítulo consiste no estudo dos efeitos sísmicos na estrutura supondo que o edifício se localiza numa zona de alto risco de sismicidade, e pré-dimensionamento dos elementos de contraventamento.

No 6º capítulo é executado o pré-dimensionamento e dimensionamento do pré-esforço, assim como de todos os elementos pré-esforçados.

No 7º e 8º capítulo é realizado o dimensionamento das vigas, pilares e paredes resistentes com base no programa de cálculo automático adoptado nesta dissertação, e no estudo comparativo dos resultados obtidos por métodos de cálculo tradicionais.

Por fim, no 9º capítulo é elaborada uma pequena conclusão onde são avaliadas todas as variantes associadas ao dimensionamento do edifício, assim como as vantagens e desvantagens dos métodos de cálculo adoptados durante o projecto.

2

CRITÉRIOS GERAIS DE DIMENSIONAMENTO

2.1 REGULAMENTAÇÃO

A análise e dimensionamento de qualquer estrutura implicam a verificação de segurança em Estados Limites Últimos e em Serviço, predispostos na regulamentação portuguesa e europeia de estruturas. Os regulamentos aplicados no projecto de estruturas do edifício em estudo são a seguir enunciados:

- *R.S.A. – Regulamento de Segurança e Acções em Estruturas de Edifícios e Pontes*, 1983;
- *R.E.B.A.P. – Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado*, 1983;
- *EC0 – Eurocódigo 0: Bases para o Projecto de Estruturas*, 2002;
- *EC1 – Eurocódigo 1: Acções em Estruturas*, 2002;
- *EC2 – Eurocódigo 2: Projecto de Estruturas de Betão Armado*, 2004;
- *EC8 – Eurocódigo 8: Projecto de estruturas para resistência aos sismos*, 2009;

2.2 ESTADOS LIMITES ÚLTIMOS

A verificação de segurança em estado limite último é realizada quando o valor de cálculo do esforço resistente da secção em estudo é superior ao maior esforço de cálculo actuante na mesma. Caso contrário a segurança da estrutura não se encontra garantida, podendo mesmo atingir o colapso.

$$E_d \leq R_d \quad (2.1)$$

Em que:

E_d Esforço actuante de cálculo

R_d Esforço resistente de cálculo

2.2.1 ESFORÇOS ACTUANTES DE CÁLCULO

Os esforços actuantes de cálculo foram obtidos através da combinação fundamental de acções e com base nos coeficientes de segurança dispostos no Eurocódigo 0 (EC0) que a seguir são enunciados:

- γ_G (coeficiente de segurança das cargas permanentes)
 - $\gamma_G=1,35$ se for desfavorável
 - $\gamma_G=1,0$ se for favorável
- γ_Q (coeficiente de segurança das sobrecargas)
 - $\gamma_Q=1,5$ se for desfavorável
 - $\gamma_Q=1,0$ se for favorável

E nos coeficientes de redução dispostos no Eurocódigo 1 (EC1):

- ψ_0
- ψ_1
- ψ_2

As combinações fundamentais para verificação de segurança em estado limite último, adoptadas para o projecto de estruturas a dimensionar, são as combinações com acção base sobrecarga e acção base sismo.

- Acção base sobrecarga:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,i} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (2.2)$$

- Acção base sismo:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,i} + P + A_{Ed} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (2.3)$$

Em que:

$G_{k,i}$	Esforço resultante de acção permanente considerada com o seu valor característico.
P	Esforço resultante da acção do pré-esforço.
$Q_{k,1}$	Esforço resultante da acção variável base tomada com o seu valor característico.
$Q_{k,i}$	Esforços resultantes das restantes acções variáveis tomadas com os seus valores característicos.
A_{Ed}	Esforços resultantes da acção sísmica tomada com o seu valor característico

Esforços resistentes

No cálculo dos esforços resistentes são admitidas três simplificações, nomeadamente:

- O betão não resiste à tracção.
- As secções mantêm-se planas após a sua deformação.
- Há uma aderência perfeita entre aço e betão.

As extensões máximas de cálculo adoptadas para o betão e as armaduras ordinárias foram, respectivamente, 3,5‰ e 10‰.

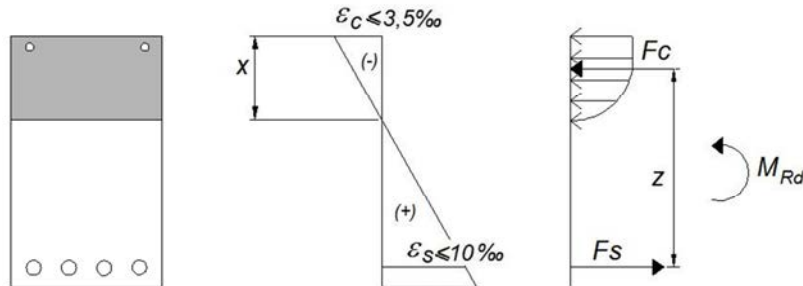


Figura 2.1- Diagrama de extensões de uma secção de betão armado sujeita a flexão simples e representação das forças equivalentes

Admitindo o betão não resistente à tracção, as tensões de compressão no betão são definidas pelo diagrama parábola-rectângulo, representado na Figura 2.2.

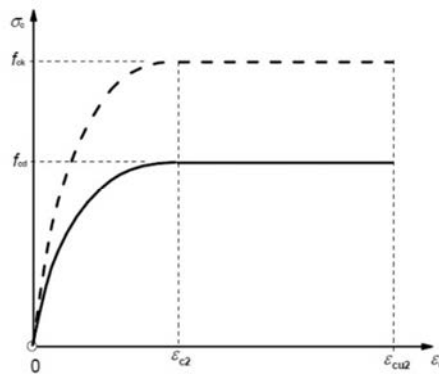


Figura 2.2: Diagrama parábola-rectângulo para o betão comprimido

Da Figura 2.2 podemos retirar que o diagrama é parabólico até uma extensão do betão de 2,0‰ (ϵ_{c2}), onde é atingida a tensão máxima de compressão. A partir deste ponto o diagrama de tensões mantém-se constante até atingir a extensão máxima do betão à compressão ($\epsilon_{cu2}=3,5‰$). O gráfico apresentado é obtido a partir dos valores de ϵ_{c2} , ϵ_{cu2} , e n fornecidos pelas tabelas 3.1 do EC2, e das equações 2.4 e 2.5.

$$\sigma_c = f_{cd} \quad \text{para } \epsilon_{c2} \leq \epsilon_c \leq \epsilon_{cu2} \quad (2.4)$$

$$\sigma_c = f_{cd} \left[1 - \left(1 - \frac{\epsilon_c}{\epsilon_{c2}} \right)^n \right] \quad \text{para } \epsilon_c \leq \epsilon_{c2} \quad (2.5)$$

Em que:

σ_c	Tensão de compressão no betão
f_{cd}	Valor de cálculo da tensão de rotura do betão à compressão
ϵ_c	Extensão do betão à compressão

ε_{c2}	Extensão do betão ao ser atingida a resistência máxima
ε_{cu2}	Extensão última do betão à compressão
n	Coeficiente obtido de acordo com o Quadro 3.1 do EC2

O EC2 define o seguinte diagrama de tensão-deformação para o aço, tanto para tracção como para compressão, com o módulo de elasticidade (E_s) igual a 200MPa.

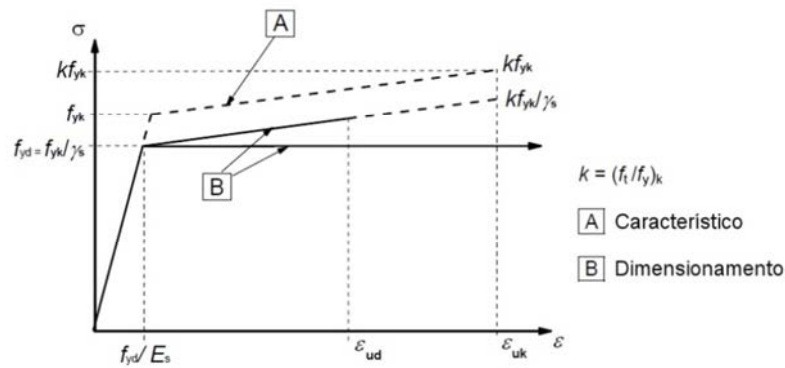


Figura 2.3 Diagramas tensões-extensões, idealizado e de cálculo, do aço das armaduras para betão armado (traccionado ou comprimido)

O diagrama B pode apresentar assim dois andamentos:

- Um diagrama elasto-plástico sem limitação da extensão limite (linha horizontal);
- Ou um diagrama com endurecimento na fase plástica limitado a uma extensão de:

$$\varepsilon_{ud} = 0,9\varepsilon_{uk} \quad (2.6)$$

Sendo que:

ε_{ud}	Representa a extensão limite do aço de armadura para betão armado ou de pré-esforço com base num diagrama com endurecimento na fase plástica
ε_u	Representa a extensão do aço da armadura para betão armado ou de pré-esforço correspondente à tensão máxima

2.3 ESTADOS LIMITES DE UTILIZAÇÃO

De forma a garantir que a estrutura apresenta um bom funcionamento em serviço, deve garantir que não são ultrapassados os seguintes estados limites:

- Estado limite de fendilhação: estado em que as fissuras se apresentam com aberturas iguais aos máximos especificados.
- Estado limite de deformação: estado em que as deformações atingem os limites estabelecidos para a utilização normal da construção.

Em seguida são enunciadas as três combinações fundamentais a considerar na verificação dos estados limites de serviço:

- Combinação Característica. Corresponde a apenas algumas horas do período de vida da estrutura

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,i} + P + Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (2.7)$$

- Combinação Freqüente. Corresponde a 5% do tempo de vida da estrutura.

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,i} + P + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (2.8)$$

- Combinação Quase Permanente. Corresponde a 50% do tempo de vida da estrutura.

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,i} + P + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (2.9)$$

2.4 LIMITAÇÃO DAS TENSÕES

A fim de evitar a formação de fendas, a micro-fendilhação ou níveis de fluência elevados, de tal modo que possam causar efeitos inaceitáveis para o funcionamento da estrutura, a tensão de compressão no betão deve ser limitada (EC2, 2004).

Podem formar-se fendas longitudinais quando o nível das tensões no betão, para a combinação característica de acções, for superior a $0,6f_{ck}$.

Se a tensão no betão exceder $0,45f_{ck}$, deve-se considerar a fluência não linear.

As tensões de tracção na armadura devem ser limitadas a $0,8f_{yk}$ a fim de evitar as deformações não elásticas em serviço, assim como níveis de fendilhação ou de deformação inaceitáveis. Nos casos em que a tensão é devido a uma deformação imposta a tensão de tracção não deve exceder f_{yk} . O valor médio da tensão nas armaduras de pré-esforço não deve exceder $0,75f_{pk}$.

2.5 ESTADO LIMITE DE FENDILHAÇÃO

A fendilhação ocorre quando é atingida a tensão de rotura do betão à tracção.

Consoante o tipo de obra em estudo, este estado limite pode ganhar maior ou menor relevância. Por exemplo, para um reservatório a abertura de fendas de grandes dimensões pode comprometer seriamente a finalidade do mesmo. No entanto é apenas possível limitar o fenómeno, uma vez que impossibilitar a mínima fenda, exige a adopção de secções de dimensões in comportáveis, assim como custos financeiros inviáveis.

No caso de um edifício, a limitação da fendilhação passa por evitar problemas de estética, e que as armaduras não sofram corrosão que comprometa significativamente a sua resistência e a sua durabilidade.

Assim sendo, é compreensível a dependência entre a limitação da fendilhação a considerar e a agressividade do ambiente em que a estrutura se encontra, a sensibilidade das armaduras à corrosão e a permanência das acções que a provocam.

O EC2 estabelece os valores máximos para abertura de fendas de acordo com a classe de exposição a que vai estar sujeita a estrutura e a combinação de serviço condicionante.

Tabela 7.1N Valores recomendados para w_{\max} (mm)

Classe de exposição	Elementos de betão armado ou pré-esforçado (p.e. não aderente)	Elementos de betão pré-esforçado (p.e. aderente)
	Comb. quase-permanente de acções	Combinação frequente de acções
X0, XC1	0.4	0.2
XC2, XC3, XC4	0.3	0.2 ⁽¹⁾
XD1, XD2, XS1, XS2, XS3		Descompressão
⁽¹⁾ Deverá também verificar-se a descompressão para a combinação quase-permanente de acções		

Figura 2.4: Valores recomendados de W_{\max} (EC2, 2004)

A segurança em estado limite fendilhação fica garantida quando:

$$W_k \leq W_{\max} \quad (2.10)$$

Em que:

W_k Representa a abertura de fendas do elemento

W_{\max} Abertura máxima de fendas máxima permitida de acordo com o quadro 7.1N do EC2

2.6 CONTROLO DA DEFORMAÇÃO

É função de um projectista saber quais as verificações que são necessárias para controlar as deformações das estruturas em serviço, por forma a:

- Não prejudicar o funcionamento da estrutura
- Evitar danos em elementos não estruturais como por exemplo, paredes divisórias.

Em edifícios de habitação, sob o ponto de vista estético, é em geral suficiente garantir que a flecha máxima não ultrapassa (Figueiras, 1997):

$$\frac{l}{250} \quad (2.11)$$

Em que:

l Representa o comprimento do vão

No entanto, esta condição pode não ser suficiente para evitar problemas associados à fissuração de elementos como paredes não estruturais ou até mesmo janelas. Desta forma, a solução pode passar por dimensionar os elementos não estruturais de modo a que estes sejam capazes de resistir aos movimentos da estrutura, ou então, limitar as flechas que ocorram após a construção dos panos de enchimento a:

$$\frac{l}{500} \quad (2.12)$$

2.6.1 FLECHA MÁXIMA DE CÁLCULO – MÉTODO DOS COEFICIENTES GLOBAIS

A flecha máxima de cálculo pode ser obtida através do método dos coeficientes globais, que por sua vez apenas pode apenas ser utilizado para o cálculo de flechas em elementos de betão armado, com base nas expressões 2.13 e 2.14 (Figueiras, 1997):

$$a = (1 + \varphi)a_c \quad \text{para } M_d \leq M_r \quad (2.13)$$

$$a = \left(\frac{h}{d}\right)^3 \eta (1 - 20\rho_{cm})a_c \quad \text{para } M_d \leq M_r \quad (2.14)$$

$$M_r = W_c f_{ct} \quad (2.15)$$

Em que:

a	Flecha máxima
a_c	Flecha elástica calculada com a rigidez da secção do elemento desprezando a contribuição da armadura.
φ	Coefficiente de fluência
M_r	Momento de fendilhação
M_d	Momento flector a meio vão no caso de uma viga ou laje, ou no apoio no caso de uma consola
η	Factor de correcção que inclui os efeitos de fendilhação e fluência

Quadro 2.1: Factor de correcção que inclui os efeitos de fendilhação e fluência

$\rho_{tm} \%$	0,15	0,2	0,3	0,5	0,75	1	1,5
η	10	8	6	4	3	2,5	2

ρ_{cm} Percentagem geométrica média da armadura de compressão

ρ_{tm} Percentagem geométrica média da armadura de tracção

A percentagem média de armadura é calculada com base no seu traçado e no diagrama de momentos flectores actuantes (ver 2.16):

$$\rho_m = \rho_a \frac{l_a}{l} + \rho_0 \frac{l_0}{l} + \rho_b \frac{l_b}{l} \quad (2.16)$$

ρ_a Percentagem de armadura no apoio a

ρ_0 Percentagem de armadura a meio vão

ρ_b Percentagem de armadura no apoio b

l_a, l_0, l_b Podem ser estimados com base nos diagramas de momentos, de acordo com a Figura 2.5.

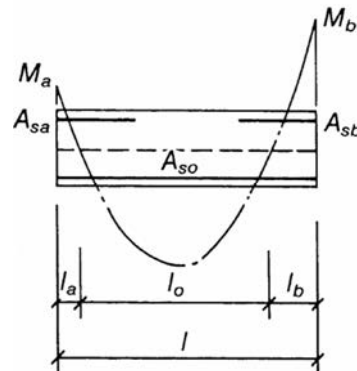


Figura 2.5: Processo de obtenção de l_a, l_0, l_b com base no diagrama de momentos

Este método pode ser aplicado a secções não rectangulares desde que o momento de fendilhação seja calculado para a secção real.

2.6.2 CONTROLO DA DEFORMAÇÃO PELO MÉTODO SIMPLIFICADO

De acordo com o EC2, em vigas ou lajes, o cálculo explícito da flecha pode ser dispensado, desde que seja cumprida a condição 2.17.

$$\frac{l}{d} \leq \lambda_0 \times K_T \times K_l \times K_{\sigma s} \quad (2.17)$$

$$K_{\sigma s} = \left(\frac{500}{f_{yk}} \right) \times \left(\frac{A_{s,eff}}{A_{s,cal}} \right) \quad (2.18)$$

Em que:

$K_T = 1,0$ Para vigas rectangulares

$K_T = 0,8$ Para vigas em T

$K_l = \frac{7}{l_{eff}}$ Para vigas e lajes com $l_{eff} \geq 7,0m$

$K_l = 1,0$ Para vigas e lajes com $l_{eff} < 7,0m$

$K_l = 8,5$ Para lajes fungiformes com $l_{eff} \geq 8,5m$

$A_{s,eff}$ Representa a armadura principal real

$A_{s,cal}$ Armadura principal teórica

λ_0 Pode ser obtido através do Quadro 7.4N do EC2

Sistema estrutural	Betão altamente esforçado vigas ($\rho = 1.5\%$) ^(a)	Betão ligeiramente esforçado lajes ($\rho = 0.5\%$) ^(a)
1. Viga simplesmente apoiada, laje simplesmente apoiada armada numa ou em duas direcções	18	25
2. Vão extremo de uma viga contínua; laje contínua armada numa direcção ou laje armada em duas direcções, contínuas sobre o lado maior	23	32
3. Vão interior de viga ou de laje armada numa ou em duas direcções	25	35
4. Laje apoiada em pilares sem vigas (laje fungiforme) (referência ao maior vão)	21	30
5. Consola	7	10

Figura 2.6 Valores básicos da relação vão/altura para elementos de betão armado sem esforço normal de compressão (Figueiras, 1997)

2.7 MATERIAIS

Os materiais adoptados para dimensionamento do edifício foram:

- Betão – C30/37
- Aço em armaduras ordinárias – A500NR
- Aço em pré-esforço – A1600/1800

Características dos materiais utilizados:

Quadro 2.2: Características principais dos materiais utilizados no projecto de estrutura da presente dissertação

Betão	
f_{ck} [MPa]	30
$f_{ck,cubo}$ [MPa]	37
f_{cm} [MPa]	38
f_{ctm} [MPa]	2,9
$f_{ctk,0,05}$ [MPa]	2
E_{cm} [GPa]	33

Armaduras ordinárias	
f_{yk} [MPa]	500
E_s [GPa]	200

Armaduras de pré-esforço	
$f_{p0,1k}$ [MPa]	1680
f_{pk} [MPa]	1860
E_p [GPa]	195 ± 5

2.8 ACÇÕES

A definição das acções, ainda que simples, é um dos parâmetros mais importantes para o correcto dimensionamento da estrutura. Na realidade, sendo esta uma das etapas iniciais, irá influenciar todos os resultados finais.

São três os principais tipos de acções que podem actuar numa estrutura:

- Acções permanentes
- Acções variáveis
- Acções acidentais

Acções permanentes

São as acções que vão actuar em praticamente toda a vida útil da estrutura e podem ser divididas em:

- Acções permanentes directas, relativas ao peso próprio da estrutura, incluindo ainda elementos construtivos fixos e elementos não estruturais.
- Acções permanentes indirectas, relativas às deformações impostas, e que podem causar esforços no caso de a estrutura ser hiperestática.

Acções variáveis

As acções variáveis variam substancialmente ao longo da vida útil da construção.

Podem ser divididas em:

- Acções variáveis directas, relativas às acções provocadas pela utilização da estrutura por parte de pessoas ou veículos e ainda a acção do vento.
- Acções variáveis indirectas, que são causadas pelas variações da temperatura.
- Acções variáveis dinâmicas que consistem nas acções provocadas por qualquer tipo de aceleração que provoque solicitações na estrutura, como é o caso do sismo.

Acções acidentais

As acções acidentais correspondem a acções de duração extremamente curta e com muito baixa probabilidade de ocorrência durante a vida útil da construção.

2.8.1 ACÇÕES PERMANENTES

Peso próprio da estrutura

O peso próprio da estrutura foi calculado admitindo um peso volúmico do betão de 25KN/m^3 .

Revestimento

Existem três tipos de revestimento em toda a estrutura:

- Revestimento interior $1,5 \text{ kN/m}^2$
- Revestimento da cobertura acessível $2,0 \text{ kN/m}^2$
- Revestimento de cobertura não acessível $1,5 \text{ kN/m}^2$

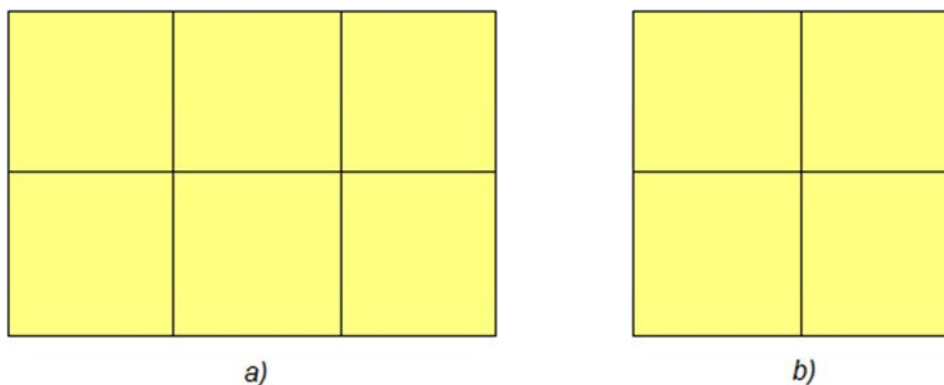


Figura 2.7: a) Acção do revestimento nos pisos 1 e 2; b) Acção do revestimento nos pisos 4, 5 e 6

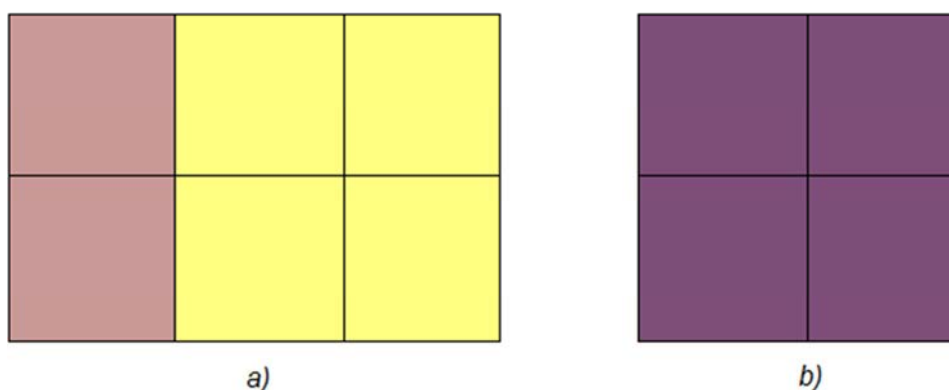


Figura 2.8: a) Acção do revestimento no piso 3; b) Acção do revestimento no piso 7

Peso próprio das paredes de alvenaria interiores e exteriores

Peso próprio das paredes de alvenaria interiores

As cargas associadas ao peso das paredes interiores foram calculadas com base no artigo 15º do RSA, que permite, em edifícios cujos pavimentos garantam uma distribuição eficaz das cargas, adoptar uma carga permanente distribuída em todo o pavimento, tal que esta seja igual a 30% do peso de uma faixa de parede com o comprimento de 1 metro.

É apresentado no

Quadro 2.3 o valor da carga distribuída associado às paredes interiores de cada piso.

Quadro 2.3: Carga distribuída das paredes interiores (art15º do RSA)

Piso	Espessura da parede interior	Peso KN/m ²	Altura da parede interior	%	Peso Kn/m ²
1	0,25	2,6	5	30	3,9
2			5		3,9
3			4		3,12
4			4		3,12
5			4		3,12
6			4		3,12
7			0		0

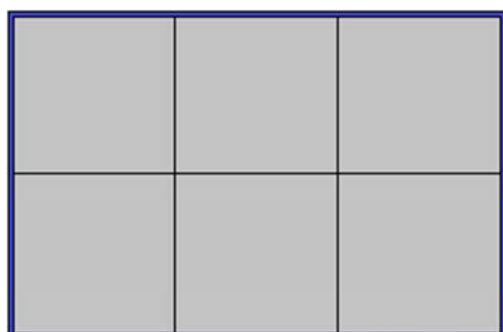
Peso próprio das paredes de alvenaria exteriores

As paredes exteriores foram calculadas com base na carga linear efectiva. Uma vez que todas as paredes exteriores apresentam a mesma espessura e peso por m², a carga linear varia consoante a altura do piso.

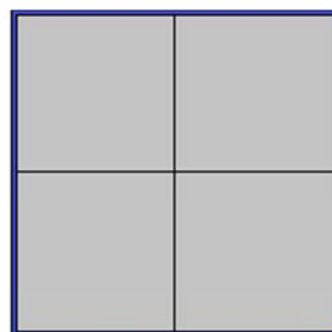
Quadro 2.4: Carga linear das paredes exteriores

Piso	Espessura da parede exterior	Peso KN/m ²	Altura da parede exterior	Peso Kn/m
1	0,3	2,8	5	14
2			5	14
3			4	11,2
4			4	11,2
5			4	11,2
6			4	11,2
7			0	0

- Carga linear de paredes exteriores
- Carga distribuída de paredes interiores



a)



b)

Figura 2.9 a) Acção das paredes de alvenaria no piso 1 e 2 b) Acção das paredes de alvenaria no piso 4, 5 e 6

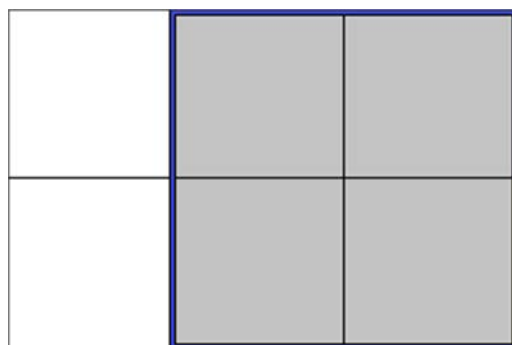
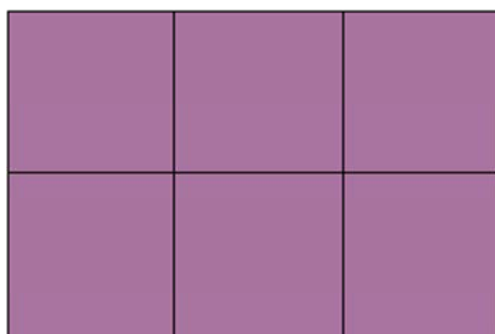


Figura 2.10 Acção das paredes de alvenaria no piso 3

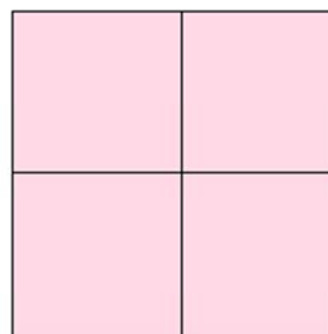
2.8.2 ACÇÕES VARIÁVEIS

Foram consideradas três acções variáveis diferentes consoante o tipo de utilização do piso:

- Sobrecarga relativa à zona do centro comercial 5 kN/m^2
- Sobrecarga relativa à zona de escritórios 3 kN/m^2
- Sobrecarga de cobertura não acessível $1,0 \text{ kN/m}^2$
- Sobrecarga de cobertura acessível $2,0 \text{ kN/m}^2$



a)



b)

Figura 2.11: a) Acção das sobrecargas no piso 1 e 2; b) Acção das sobrecargas no piso 4 5 e 6

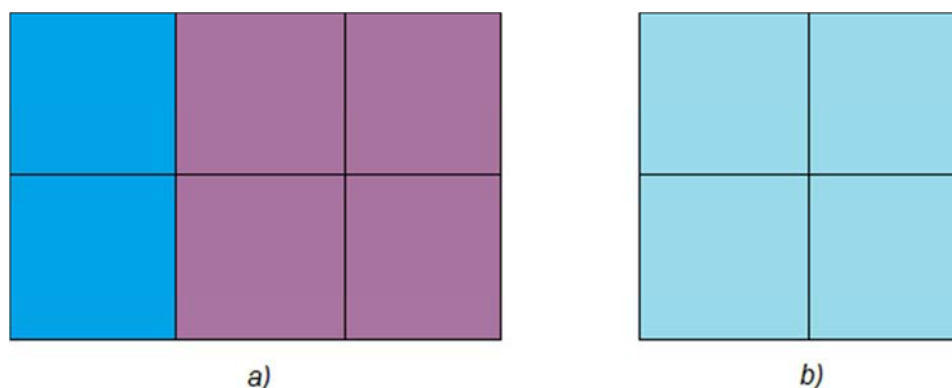


Figura 2.12: a) Acção das sobrecargas no piso 3; b) Acção das sobrecargas no piso 7

2.9 COMBINAÇÃO DE ACÇÕES

2.9.1 ESTADOS LIMITES ÚLTIMOS

Foram definidas 9 combinações de estado limite último, que na verdade são 18, uma vez que foi necessário avaliar os esforços obtidos no modelo dimensionado no ROBOT, com e sem pré-esforço. Desta forma, no Quadro 2.5 é possível de reparar que são definidas 9 combinações na parte superior (em que o pré-esforço toma o valor nulo), e 9 combinações na parte inferior (combinações a amarelo), em que se considerou a acção do pré-esforço. A razão pela qual não se considerou inicialmente o pré-esforço tem a ver com facto do mesmo ter sido pré-dimensionado com base nos esforços obtidos das combinações de serviço e de estado limite último sem pré-esforço. Deste modo, após o pré-dimensionamento do mesmo, apenas será feita referência às combinações a amarelo do Quadro 2.5.

Quadro 2.5: Combinações de estado limite último adoptadas no dimensionamento do edifício em estudo

Combinações	Estados Limites Últimos								
Acções	ELU1	ELU2	ELU3	ELU4	ELU5	ELU6	ELU7	ELU8	ELU9
Peso próprio	1,35	1	1	1	1	1	1	1	1
Recobrimento	1,35	1	1	1	1	1	1	1	1
SC PISO1-3	1,5	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
SC PISO4-6	1,5	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
SC cobertura	1,5	0	0	0	0	0	0	0	0
AS1-sismo x	0	1	0	0	0	0	0	0	0
AS1-sismo -x	0	0	1	0	0	0	0	0	0
AS1-sismo y	0	0	0	1	0	0	0	0	0
AS1-sismo -y	0	0	0	0	1	0	0	0	0
AS2-sismo x	0	0	0	0	0	1	0	0	0
AS2-sismo -x	0	0	0	0	0	0	1	0	0
AS2-sismo y	0	0	0	0	0	0	0	1	0
AS2-sismo -y	0	0	0	0	0	0	0	0	1
Pré-esforço	1	1	1	1	1	1	1	1	1
Combinações	ELU1-PE	ELU2-PE	ELU3-PE	ELU4-PE	ELU5-PE	ELU6-PE	ELU7-PE	ELU8-PE	ELU9-PE

- ELU1 – combinação de estado limite último com acção base sobrecarga.
- ELU2 – combinação de estado limite último com sismo tipo 1 como acção variável base a actuar na direcção +x.
- ELU3 – combinação de estado limite último com sismo tipo 1 como acção variável base a actuar na direcção -x.
- ELU4 – combinação de estado limite último com sismo tipo 1 como acção variável base a actuar na direcção +y.
- ELU5 – combinação de estado limite último com sismo tipo 1 como acção variável base a actuar na direcção -y.
- ELU6 – combinação de estado limite último com sismo tipo 2 como acção variável base a actuar na direcção +x.
- ELU7 – combinação de estado limite último com sismo tipo 2 como acção variável base a actuar na direcção -x.
- ELU8 – combinação de estado limite último com sismo tipo 2 como acção variável base a actuar na direcção +y.
- ELU9 – combinação de estado limite último com sismo tipo 2 como acção variável base a actuar na direcção -y.

2.9.2 ESTADOS LIMITES DE UTILIZAÇÃO

Foram definidas 3 combinações em estado limite de utilização, que à semelhança do que acontece com as combinações de estado limite último são 6, consoante é contabilizado ou não o efeito da acção de pré-esforço (as combinações com pré-esforço encontram-se a amarelo no quadro 2.6).

Quadro 2.6: Combinações de estado limite de utilização adoptadas no dimensionamento do edifício em estudo

Combinações	Estados Limites de Serviço		
Acções	ELS1	ELS2	ELS3
Peso próprio	1	1	1
Recobrimento	1	1	1
SC PISO1-3	0,3	0,2	1
SC PISO4-6	0,3	0,2	1
SC cobertura	0	0	1
AS1-sismo x	0	0	0
AS1-sismo -x	0	0	0
AS1-sismo y	0	0	0
AS1-sismo -y	0	0	0
AS2-sismo x	0	0	0
AS2-sismo -x	0	0	0
AS2-sismo y	0	0	0
AS2-sismo -y	0	0	0
Pré-esforço	1	1	1
Combinações	ELS1-PE	ELS2-PE	ELS3-PE

- ELS1 – combinação frequente
- ELS2 – combinação quase permanente
- ELS3 – combinação característica

3

MODELAÇÃO DA ESTRUTURA

3.1 INTRODUÇÃO

O objectivo principal do presente capítulo passa por explicar a modelação adoptada para representar a estrutura no programa de cálculo automático, assim como de todas as acções a que vai estar sujeita.

3.2 ELEMENTOS DE BARRA

Os elementos de barra correspondem aos elementos finitos com dois nós nas extremidades, sendo que cada um dos nós pode deslocar-se segundo 6 graus de liberdade, 3 de rotação e três de translação.

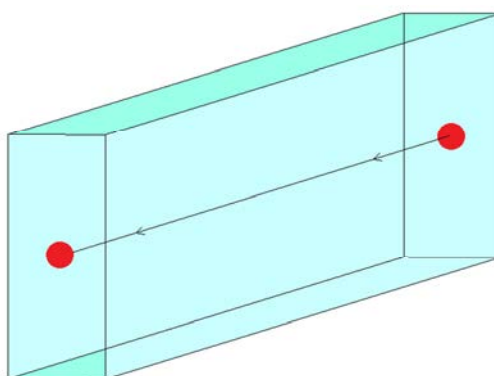


Figura 3.1 Elemento de barra

Foram modelados como elementos de barra todos os pilares, vigas, e paredes resistentes. A razão pela qual foi adoptado este tipo de modelo para as paredes resistentes, ao invés da modelação como elementos de casca, está relacionada com o sobrecarregamento do programa, que se revelava bastante

lento, uma vez divididos os elementos de contraventamento referidos em elementos finitos. No entanto, é de salvaguardar que este sobrecarregamento pode ser evitado, desde que o projectista possa usufruir de uma ferramenta computacional ainda mais desenvolvida, do que a utilizada no âmbito desta dissertação.

3.3 ELEMENTOS DE CASCA

A análise da laje foi realizada com base numa malha regular de elementos finitos de casca, de dimensões quadradas com um metro de lado. Cada elemento de casca é formado assim por 4 nós, tendo cada nó 6 graus de liberdade.

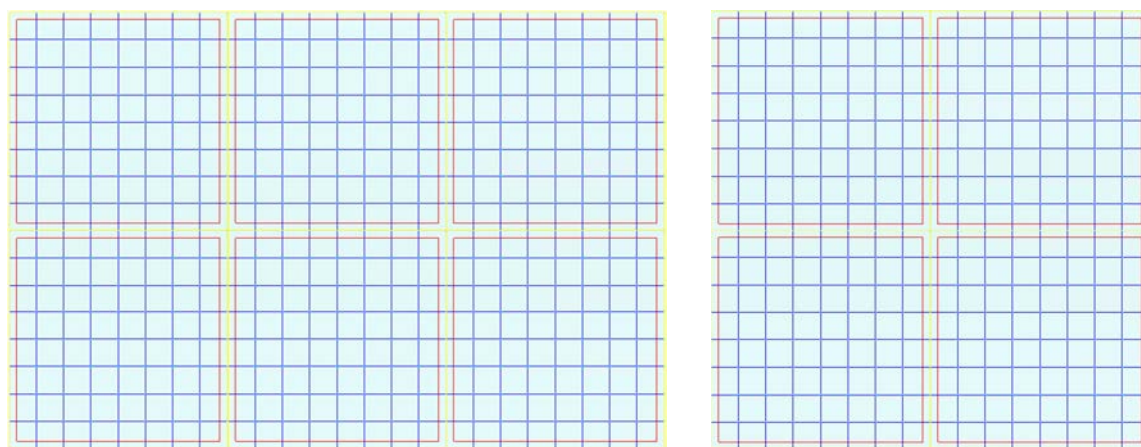


Figura 3.2: Malha do piso1 e do piso 4, respectivamente

3.4 CABOS DE PRÉ-ESFORÇO

Os cabos de pré-esforço foram introduzidos nas vigas com base nas excentricidades do cabo ao centro de gravidade da secção, nomeadamente na zona dos apoios e a meio-vão. De referir que o programa apenas permite a modelação do pré-esforço para traçados definidos por uma única parábola. Caso contrário é necessário introduzir no elemento a pré-esforçar as cargas equivalentes á acção do pré-esforço. No âmbito desta dissertação não foi necessário recorrer a este segundo método, no entanto, foi realizado no capítulo 6 um estudo comparativo dos efeitos da acção do pré-esforço obtidos com a introdução do cabo de pré-esforço “directa” ou com o recurso à introdução das cargas equivalentes, por forma a validar o modelo.



Figura 3.3: Traçado do cabo de pré-esforço inserido no modelo de cálculo

3.5 CONDIÇÕES DE FUNDAÇÃO

Foi admitido para efeitos de dimensionamento que os pilares e paredes resistentes do 1º piso estão encastrados na base.

3.6 ACÇÕES

3.6.1 CARGAS DOS PAVIMENTOS

As cargas permanentes e sobrecargas foram introduzidas nos elementos de cascas sob a forma de cargas uniformemente distribuídas. Como é natural, o programa ao calcular a estrutura distribui automaticamente as cargas associadas à laje pelos elementos de barra.

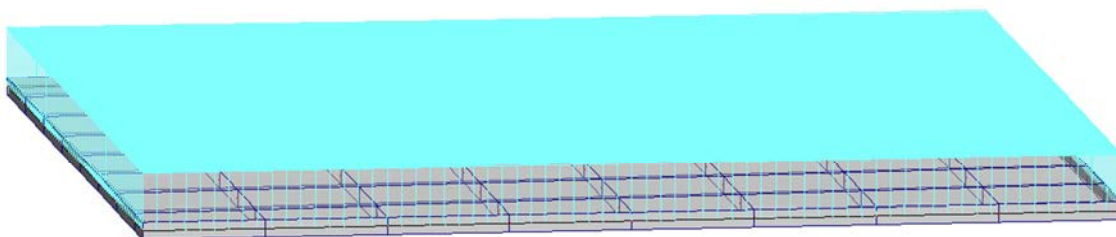


Figura 3.4: Carga dos pavimentos

3.6.2 PAREDES DE ALVENARIA EXTERIORES

As cargas das paredes de alvenaria exteriores foram modeladas como cargas lineares a actuar no eixo longitudinal das vigas que lhes servem de suporte.

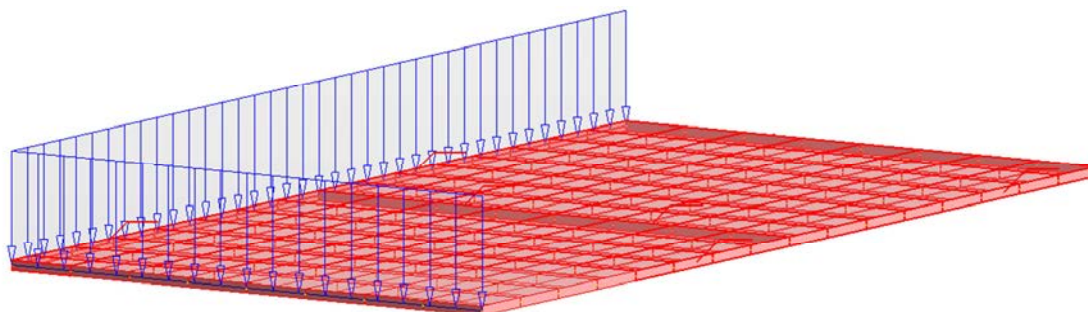


Figura 3.5: Carga das paredes exteriores

3.6.3 ACÇÃO SÍSMICA

Uma vez definidos todos os parâmetros da acção sísmica, foi analisado o comportamento da estrutura com base numa análise elástica linear dinâmica.

Foram definidos 6 modos de vibração segundo as direcções x y e z.

A massa modal contabilizada para efeitos de análise da acção do sismo na estrutura corresponde à acção das cargas permanentes e acção quase permanente das cargas variáveis.

Os esforços de dimensionamento, assim como estados limites de deformação lateral da estrutura foram avaliados com recurso à combinação quadrática completa, permitindo assim correlacionar os esforços/deslocamentos obtidos para os diferentes modos de vibração.

4

PRÉ-DIMENSIONAMENTO

4.1 INTRODUÇÃO

Uma vez definida a solução estrutural, é necessário realizar o pré-dimensionamento de todos os elementos estruturais, de modo a cumprir todas as verificações de segurança e a otimizar o custo total da obra.

No desenvolvimento deste capítulo, por forma a respeitar a ordem natural de transferência de cargas verticais do edifício, foi estabelecida a seguinte ordem de pré-dimensionamento:

1. Lajes
2. Vigas
3. Pilares

4.2 PRÉ-DIMENSIONAMENTO DAS LAJES

Existem vários tipos de laje em função da sua forma (maciça, aligeirada ou de vigotas), em função do tipo de apoio (vigadas ou fungiformes) e em função do funcionamento (numa direcção ou em duas direcções). Na Figura 4.1 é possível avaliar a direcção de funcionamento das lajes.

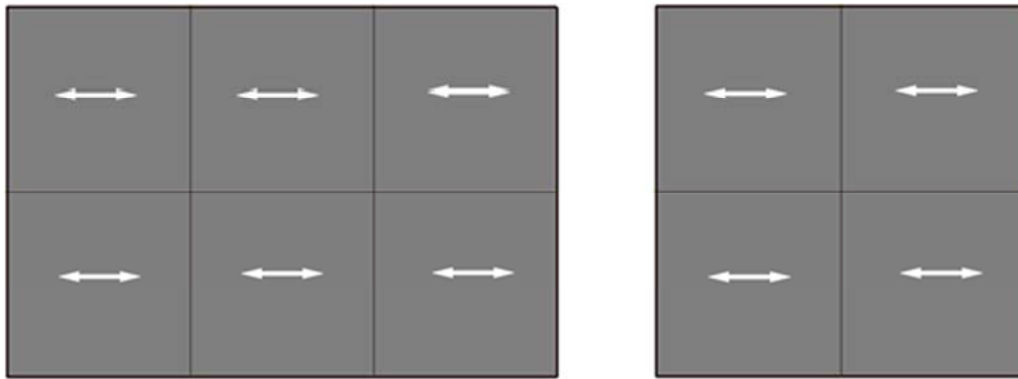


Figura 4.1: Direcção de funcionamento das lajes sobre os elementos vigados

Para o edifício em estudo foi adoptada uma solução de aligeiramento comum para todos os pisos, a descarregar sobre vigas em apenas uma direcção.

Uma laje aligeirada que descarrega em uma direcção tem, em geral, uma relação altura / vão que varia entre:

$$\frac{h}{l} = \frac{1}{20} \text{ a } \frac{1}{30} \quad (4.1)$$

Na definição da solução de aligeiramento devem ser respeitadas algumas condicionantes geométricas, quer ao nível das nervuras principais, quer ao nível das nervuras transversais.

- Nervuras principais
 - Espessura das nervuras não inferior a 5,0cm (em geral 15 a 20cm).
 - Altura da lajeta não inferior a 5cm.
 - Distância entre nervuras não superior a 80cm.

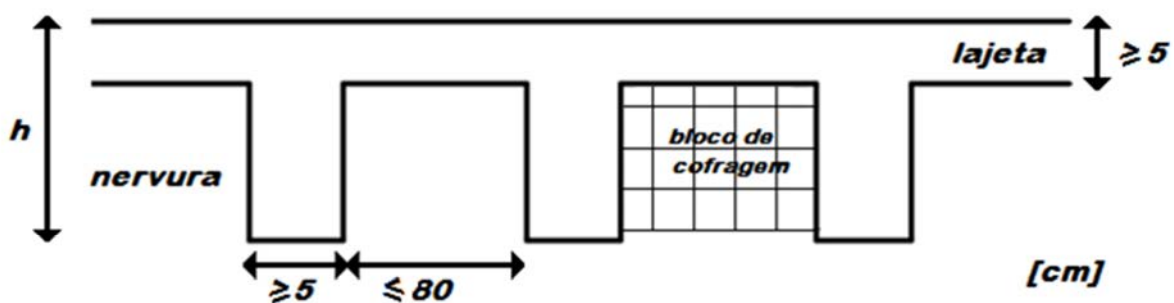


Figura 4.2: Critérios gerais a adoptar no dimensionamento da geometria de uma laje aligeirada

- Nervuras transversais
 - Distância entre eixos de duas nervuras seguidas:

$$e \leq 10h$$

- Altura da nervura transversal:

$$h_{tarugo} \geq 0,8h$$

O pré-dimensionamento da espessura da laje foi obtido com base na equação 2.17 para estado limite de deformação.

$$\frac{l}{d} \leq 26 \times 0,8 \times \frac{7}{8} \times 1,2 \Leftrightarrow d \geq 0,366m$$

Em que:

$$K_T = 0,8$$

$$K_l = \frac{7}{l_{eff}} = \frac{7}{8}$$

$$K_{\sigma s} = 1,2$$

$$\lambda_0 = 26$$

De acordo com a tabela 7.4N do EC2 com ρ igual a 0,5% (utilizado para cálculo das lajes), e admitindo que a laje é contínua numa direcção,

A secção da laje adoptada encontra-se representada na Figura 4.3.

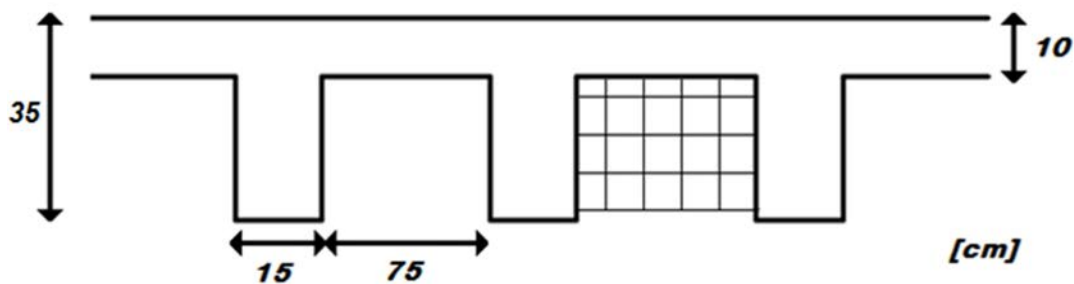


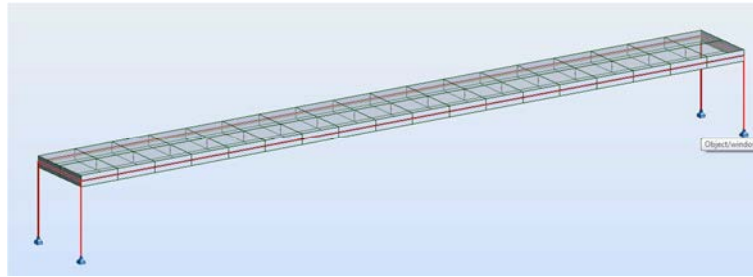
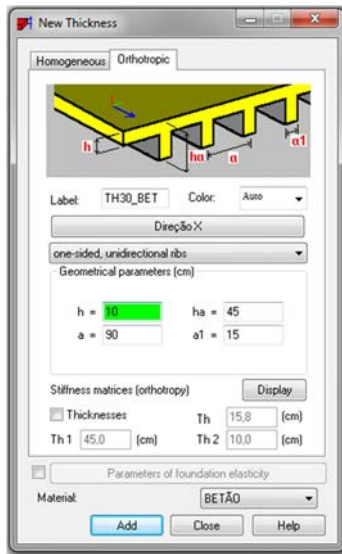
Figura 4.3 Geometria da laje adoptada para todos os pisos do edifício em estudo

Cálculo do peso próprio da laje:

$$\frac{(0,35 \times 0,9 \times 1 - 0,25 \times 0,75 \times 1) \times 25}{0,9 \times 1} = 3,54 kN/m^2$$

Foi ainda calculado o peso próprio da laje com base no programa de cálculo adoptado neste trabalho, uma vez que após a introdução das características dos respectivos materiais, o ROBOT cria automaticamente um carregamento associado ao peso próprio dos respectivos elementos com base no seu peso volúmico e geometria.

Para isso foi executado um modelo de uma laje com a mesma geometria da laje pré-dimensionada, com um metro de largura e 10 metros de comprimento, apoiada apenas em 4 pilares. O objectivo passou por medir o esforço axial de cada pilar sem o peso próprio do mesmo, e obter deste modo o peso por m^2 da laje.



$$N_{PILAR} = 8,86kN$$

$$pp_{laje} = \frac{8,86 \times 4}{1 \times 10} = 3,54kN/m^2$$

Figura 4.4 Estudo do peso próprio da laje com base no programa de cálculo automático

Ainda que o programa não desenha a geometria real da laje, é possível verificar que o peso por m^2 da laje no modelo coincide com o cálculo analítico.

Cálculo da acção uniformemente distribuída da laje (sc_{laje}), em estado limite último com acção base sobrecarga, para o piso 1:

$$sc_{laje,ELU} = 1,35 \times (pp_{laje} + pp_{paredes\ interiores} + pp_{revestimento}) + 1,5 \times sc_{piso\ 1} \quad (4.2)$$

Em que:

pp Representa o peso próprio do respectivo elemento

sc Representa a sobrecarga

$$sc_{laje,ELU} = 1,35 \times (3,54 + 3,9 + 1,5) + 1,5 \times 5 = 19,6kN/m^2$$

Como é possível verificar nos cálculos acima efectuados, as cargas lineares das paredes exteriores foram desprezadas, uma vez que vão descarregar directamente nas vigas.

Por forma a garantir um dimensionamento económico e garantir uma boa ductilidade da armadura, o projectista deve evitar um momento flector reduzido de dimensionamento superior a 0,15:

$$\mu = \frac{M}{bd^2f_{cd}} \leq 0,15 \quad (4.3)$$

Em que:

μ Representa o momento flector reduzido

M Representa o momento de cálculo

b Representa 1 metro de largura da laje

d Representa a distância entre o centro geométrico da armadura e a fibra mais comprimida do betão

f_{cd} Valor médio da tensão de rotura do betão à compressão

Diagrama de momentos:

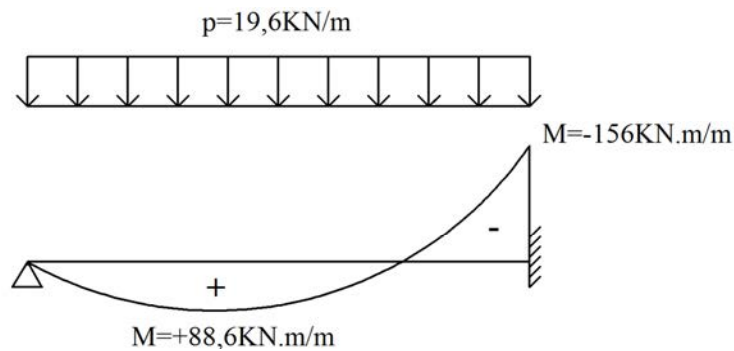


Figura 4.5 Diagrama de momentos de cálculo da laje aligeirada para efeitos de pré-dimensionamento

$$\mu = \frac{156,8}{1 \times 0,4^2 \times 20000} = 0,05 \leq 0,15$$

É ainda importante referir que os valores dos momentos obtidos poderão estar afastados dos valores reais. Uma vez que não existem pilares interiores, as vigas que não se encontram na periferia têm vãos muito elevados, pelo que irão transferir uma rigidez menor à laje, do que aquela que foi assumida em pré-dimensionamento. Será portanto de esperar que os momentos nos apoios interiores da laje sejam menores do que os correspondentes a um encastramento perfeito, e que consequentemente, os momentos positivos aumentem.

4.3 PRÉ-DIMENSIONAMENTO DAS VIGAS

O pré-dimensionamento das vigas é realizado consoante a direcção da transferência de cargas adoptada para a laje.

Na Figura 4.6 é possível avaliar a solução estrutural adoptada para os elementos de viga.

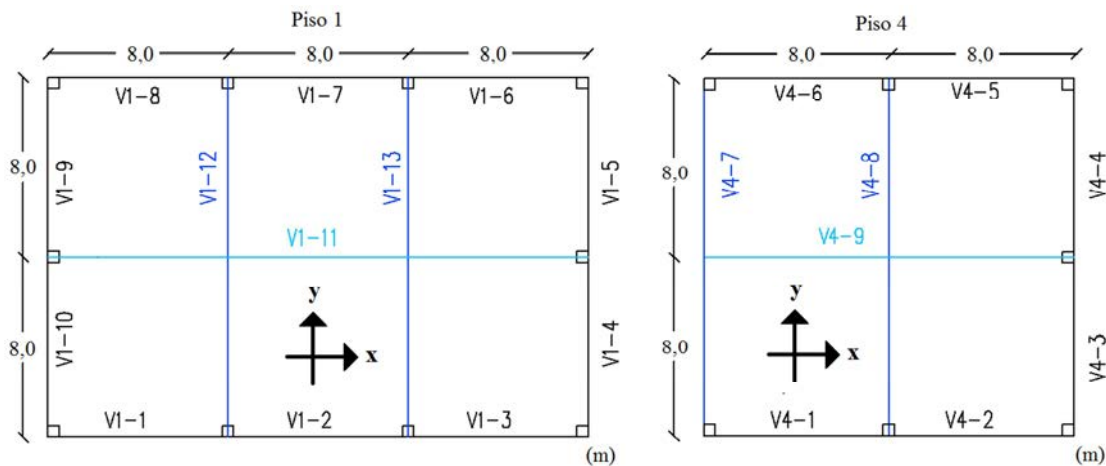


Figura 4.6 Esquema da solução dos elementos de viga do piso 1 e 4, respectivamente.

Foi adoptada uma nomenclatura com base no piso em que se encontra a viga (1º índice), e a posição no referencial que ocupa (2º índice). No entanto, uma vez que a geometria do edifício e da solução estrutural adoptada para as vigas variam do piso 3 para os pisos superiores, foi necessário adoptar uma nova numeração, conforme disposto na Figura 4.6 para o piso 4.

O pré-dimensionamento das vigas foi realizado com base na carga distribuída da laje, da área de influência da viga, e do seu peso próprio. Por forma a ter em conta a última carga referida foi adoptado por simplificação que a largura (b) e altura (h) da viga são aproximadamente:

$$b = 0,4h \quad ; \quad h = d$$

Em que:

- b Representa a largura da viga
- h Representa a altura da viga
- d Representa a distância entre a armadura e a fibra mais comprimida do betão

4.3.1 PRÉ-DIMENSIONAMENTO DAS VIGAS DO PISO 1

Vigas V1-1, V1-2, V1-3, V1-8, V1-7 e V1-6

Estas vigas vão estar sujeitas às cargas das paredes exteriores e do peso próprio. Para além destas cargas foi decidido que teriam rigidez suficiente para receberem as cargas provenientes da laje numa área de influência com 0,5m de largura.

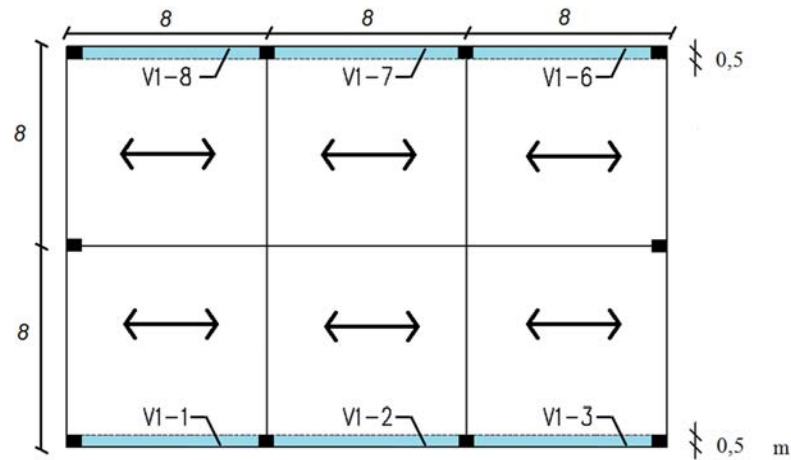


Figura 4.7: Área de influência das lajes do piso 1 nas vigas V1-1, V1-2, V1-3, V1-8, V1-7, V1-6

O momento máximo esperado no apoio interior das vigas foi calculado com base na interpolação dos momentos no encastramento de uma viga com apoio simples e apoio de encastramento, e de uma viga bi-encastrada.

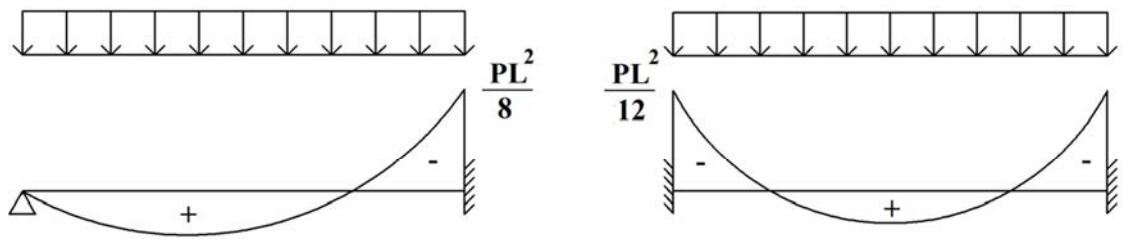


Figura 4.8: Diagrama de momentos de uma viga com apoio simples e encastramento, e uma viga bi-encastrada, respectivamente.

$$p = 1,35 \times pp_{viga} + 0,5 \times sc_{laje,ELU} + 1,35 \times pp_{paredes\ exteriores}$$

$$p = 1,35 \times 25 \times 0,4 \times d^2 + 0,5 \times 19,6 + 1,35 \times 14 = 13,5d^2 + 28,7$$

$$M = \frac{pl^2}{10} = \frac{p8^2}{10}$$

Admitindo um dimensionamento económico para a viga, com μ igual a 0,25:

$$\mu = \frac{M}{bd^2 f_{cd}} \Leftrightarrow 0,25 = \frac{(13,5d^2 + 28,7)8^2}{0,4d^3 \times 20000} \Leftrightarrow d = 0,47m$$

Vigas V1-12 e V1-13

Estas vigas vão suportar as cargas da laje e do peso próprio. Uma vez que têm um vão de 16 metros vão estar sujeitas a esforços muito elevados. Deste modo, será necessário adoptar uma secção de

dimensões muito superiores às vigas com um comprimento de 8 metros. No entanto, ao aumentar a secção aumenta-se a rigidez do elemento e a área de influência das cargas provenientes da laje.

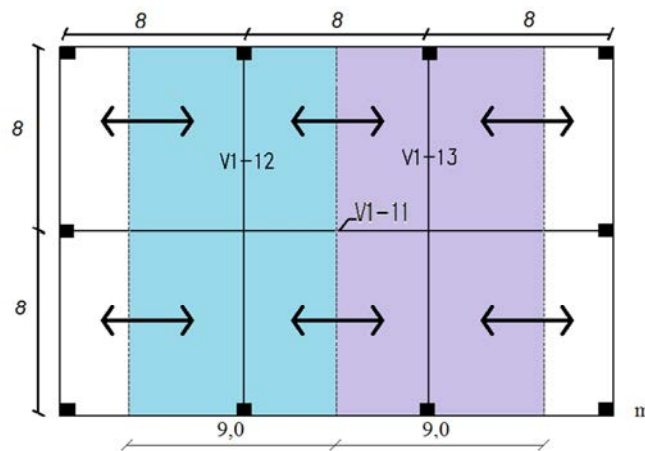


Figura 4.9: Área de influência das lajes do piso 1 nas vigas V1-12 e V1-13

$$p = 1,35 \times pp_{viga} + 9 \times sc_{laje,ELU} = 13,5d^2 + 176,4KN/m$$

Admitindo um diagrama de momentos de uma viga simplesmente apoiada o momento máximo esperado é:

$$M = \frac{pl^2}{8} = \frac{p16^2}{8}$$

$$\mu = 0,25 \rightarrow d = 1,43m$$

Optou-se por reduzir as dimensões da secção da viga, admitindo o recurso à técnica de pré-esforço numa fase mais avançada do dimensionamento.

Vigas V1-4, V1-5, V1-10 e V1-9

Estas vigas vão receber as cargas das paredes exteriores do peso próprio e da laje, numa área de influência com 3 metros de largura.

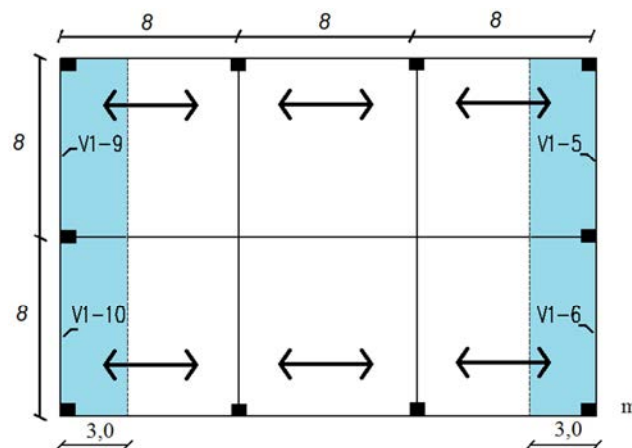


Figura 4.10: Área de influência das lajes do piso 1 nas vigas V1-4, V1-5, V1-10 e V1-9

$$p = 1,35 \times pp_{viga} + 3 \times sc_{laje,ELU} + 1,35pp_{paredes\ exteriores} = 13,5d^2 + 77,7 \text{ kN/m}$$

O momento de dimensionamento foi obtido com base no momento máximo de uma viga com apoio simples e apoio de encastramento.

$$M = \frac{pl^2}{8} = \frac{p8^2}{8}$$

$$\mu = 0,25 \rightarrow d = 0,7m$$

Viga V1-11

A viga V1-11 apresenta um funcionamento em grelha com as vigas V1-12 e V1-13. Uma vez que V1-11 foi projectada para servir de contraventamento à estrutura, vai apresentar uma rigidez relativamente reduzida quando comparada com a rigidez das vigas V1-12 e V1-13, pelo que foi assumido para efeitos de pré-dimensionamento que estas vão servir de apoio à viga V1-11.

Foi realizado o estudo da rigidez das vigas V1-12 e V1-13 com o programa ROBOT. Na execução do modelo foi assumido que as vigas assentam em pilares com secção quadrada, de 0,5m de lado, por forma a simular a rigidez nos apoios que se espera obter na estrutura final.

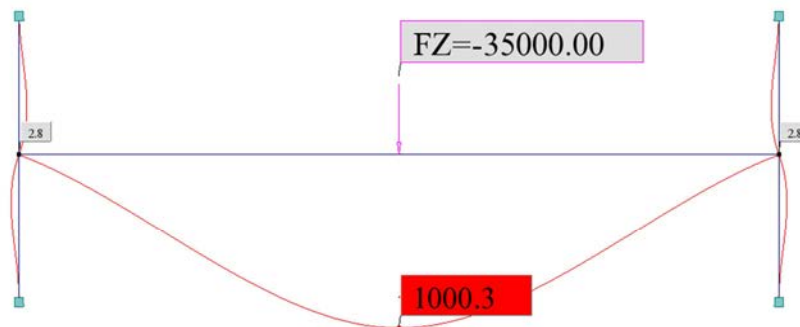


Figura 4.11 Rigidez da viga V1-2 e V1-13 sob a acção de uma carga concentrada a meio vão

Para obter uma flecha de 1 metro devido a uma força concentrada a meio vão da viga V1-12 e da viga V1-13 é necessário aplicar uma força concentrada de 35000kN a meio vão.

Foi admitido que V1-11, com uma secção com 25 cm de largura e 50 cm de altura (para primeira iteração), tem capacidade de receber as cargas da laje numa área de influência com dois metros de largura.

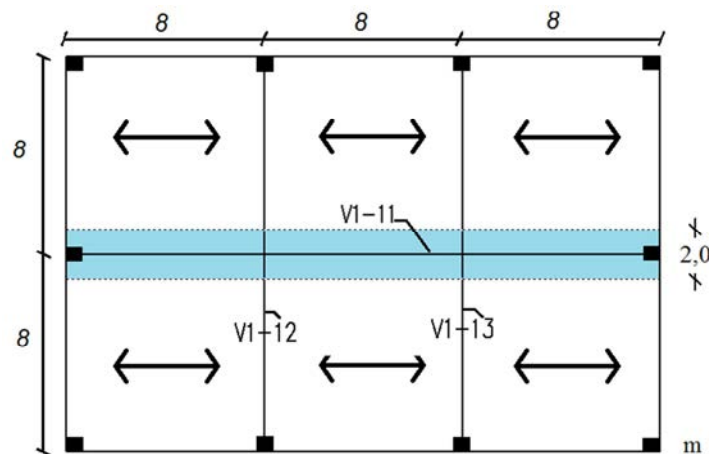


Figura 4.12: Área de influência das lajes do piso 1 na viga V1-11

Foi assim calculado o diagrama de momento de V1-11, simulando a rigidez das vigas V1-12 e V1-13 com o recurso a duas molas de rigidez igual a 35000kN, e a sobrecarga da laje correspondente.

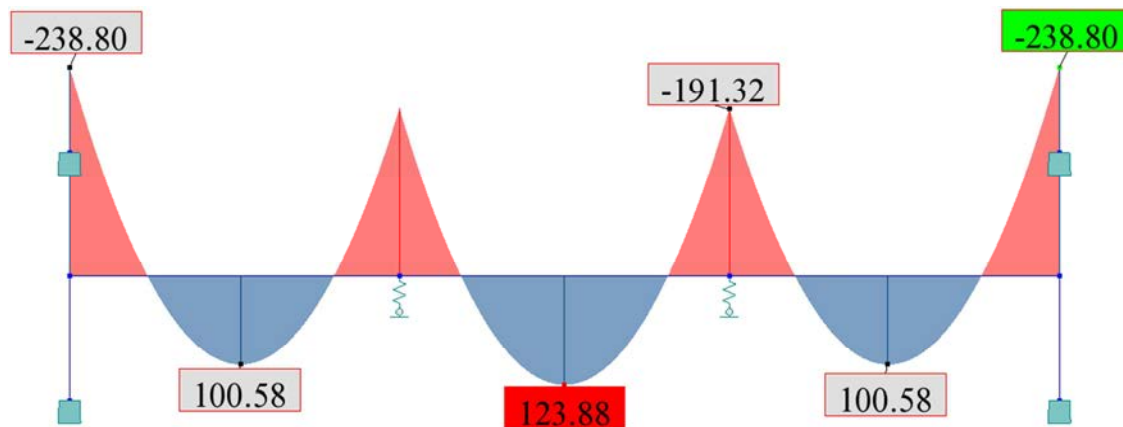


Figura 4.13: Diagrama de momentos da viga V1-11 com base na área de influência admitida na figura 3.12 e na rigidez das vigas V1-12 e V1-13

$$0,25 = \frac{M}{bd^2 f_{cd}} = \frac{238,8}{0,4d^3 \times 20000} \rightarrow d = 0,49m$$

Dada a proximidade das dimensões adoptadas para estudo da grelha e as dimensões finais adoptadas, não foi necessário executar mais nenhuma iteração para pré-dimensionar V1-11.

O pré-dimensionamentos das vigas dos pisos 2 e 3, à excepção da zona de cobertura do piso 3, foi realizado com base nos valores obtidos para o piso 1.

4.3.2 PRÉ-DIMENSIONAMENTO DAS VIGAS DE COBERTURA DO PISO 3

Foi realizado o pré-dimensionamento das vigas V3-1, V3-8, V3-9, V3-10, e V3-12, com base nas áreas de influência e pressupostos adoptados para cálculo de momentos máximos das vigas V1-1, V1-8, V1-9, V1-10, e V1-12, respectivamente.

Carga distribuída da laje do piso 3 em estado limite último com acção base sobrecarga:

$$s_{c_{laje,ELU}} = 1,35 \times (pp_{laje} + pp_{paredes\ interiores} + pp_{revestimento}) + 1,5 \times s_{c_{piso\ 3}} = 15,5 \text{ kN/m}^2$$

Carga distribuída da laje de cobertura do piso 3 em estado limite último com acção base sobrecarga:

$$s_{c_{cobertura,ELU}} = 1,35 \times (pp_{laje} + pp_{revestimento}) + 1,5 \times s_{c_{cobertura}} = 10,5 \text{ kN/m}^2$$

Vigas V3-9 e V3-10

$$p = 1,35 \times pp_{viga} + 3 \times s_{c_{cobertura,ELU}} = 13,5d^2 + 31,5 \text{ kN/m}$$

$$M = \frac{pl^2}{8} = \frac{p8^2}{8}$$

$$\mu = 0,25 \rightarrow d = 0,52 \text{ m}$$

Vigas V3-1 e V3-8

O momento no apoio interior resulta da interpolação do momento máximo obtido para V3-1 ou V3-8, e o momento máximo esperado nos apoios interiores da viga V3-2 ou V3-7, respectivamente.

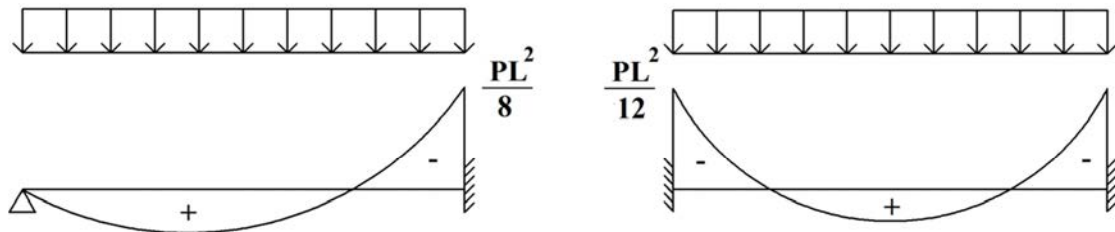


Figura 4.14: Diagrama de momentos de uma viga com apoio simples e encastramento, e uma viga bi-encastrada, respectivamente.

Para as vigas V3-1 e V3-8

$$p = 1,35 \times pp_{viga} + 0,5 \times s_{c_{cobertura,ELU}} = 13,5d^2 + 5,25 \text{ kN/m}$$

Para as vigas V3-2 e V3-8

$$p = 1,35 \times pp_{viga} + 0,5 \times s_{c_{laje,ELU}} + 1,35 \times pp_{paredes\ exteriores} = 13,5d^2 + 22,87$$

Momento no apoio interior

$$M = \left(\frac{(13,5d^2 + 5,25)8^2}{8} + \frac{(13,5d^2 + 22,87)8^2}{12} \right) / 2$$

$$\mu = 0,25 \rightarrow d = 0,36 \text{ m}$$

Viga V3-12

$$p = 1,35 \times pp_{viga} + 4 \times sc_{laje,ELU} + 5 \times sc_{cobertura,ELU} + 1,35 \times pp_{paredes\ exteriores}$$

$$p = 13,5d^2 + 133,4$$

Admitindo um diagrama de momentos de uma viga simplesmente apoiada:

$$M = \frac{pl^2}{8} = \frac{p16^2}{8}$$

$$\mu = 0,25 \rightarrow d = 1,36m$$

Por forma a reduzir a altura da viga V3-12 adoptou-se uma solução de dimensionamento pré-esforçada que será desenvolvida no capítulo 6.

Viga V3-11

Esta viga tem como principal função o contraventamento da estrutura pelo que foi decidido manter a secção adoptada para V1-11.

4.3.3 PRÉ-DIMENSIONAMENTO DAS VIGAS DO PISO 4

Carga distribuída da laje do piso 4 em estado limite último com acção base sobrecarga:

$$sc_{laje,ELU} = 1,35 \times (pp_{laje} + pp_{paredes\ interiores} + pp_{revestimento}) + 1,5 \times sc_{piso\ 3} = 15,5kN/m^2$$

Vigas V4-1, V4-2, V4-5 e V4-6

Foi admitido que as vigas V4-1 V4-2 e V4-6 V4-5 teriam rigidez suficiente para receber as cargas da laje numa área de influência com 0,5 metros de largura, tendo sido adoptado o valor de cálculo do momento máximo no apoio interior para pré-dimensionamento.

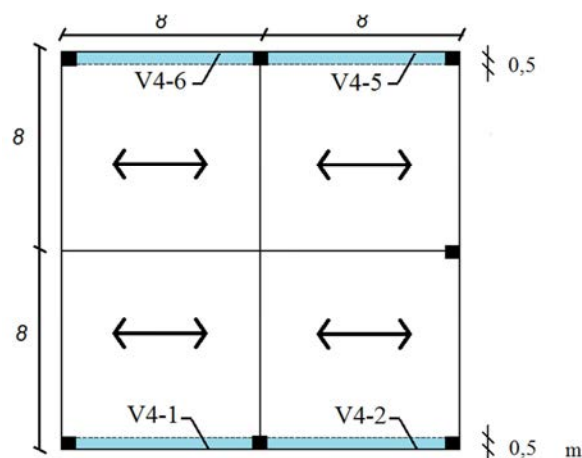


Figura 4.15: Área de influência das lajes do piso 4 nas vigas V4-1, V4-2, V4-5 e V4-6

$$p = 1,35 \times pp_{viga} + 0,5 \times sc_{laje,ELU} + 1,35 \times pp_{paredes\ exteriores} = 13,5d^2 + 22,53$$

$$M = \frac{pl^2}{8} = \frac{p8^2}{8}$$

$$\mu = 0,25 \rightarrow d = 0,47m$$

Vigas V4-3 e V4-4

As vigas V4-3 e V4-4 foram pré-dimensionadas com base numa área de influência com 3 metros de largura e o momento máximo esperado no apoio interior.

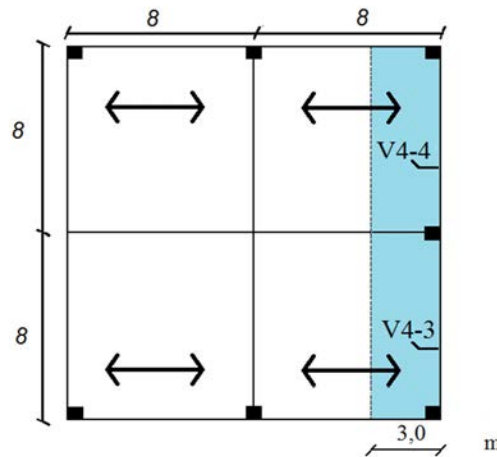


Figura 4.16: Área de influência das lajes do piso 4 nas vigas V4-3 e V4-4

$$p = 1,35 \times pp_{viga} + 3 \times sc_{laje,ELU} + 1,35 \times pp_{paredes\ exteriores} = 13,5d^2 + 61,6$$

$$M = \frac{pl^2}{8} = \frac{p8^2}{8}$$

$$\mu = 0,25 \rightarrow d = 0,65m$$

Vigas V4-7 e V4-8

A viga V4-7 e V4-8 foram pré-dimensionadas com uma área de influência de 4 e 9 metros de largura, respectivamente, tendo sido admitido que as vigas se comportam como simplesmente apoiadas para obtenção do momento máximo de dimensionamento.

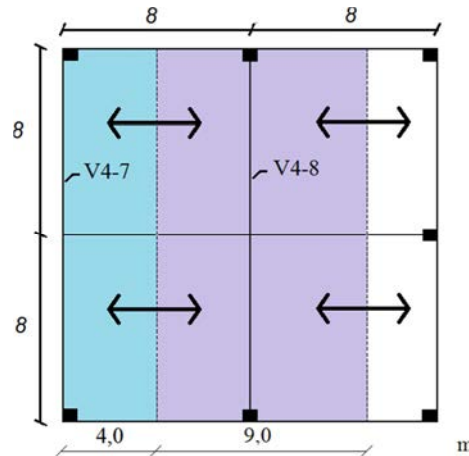


Figura 4.17: Área de influência das lajes do piso 4 nas vigas V4-7 e V4-8

V4-7

$$p = 1,35 \times pp_{viga} + 4 \times sc_{laje,ELU} + 1,35 \times pp_{paredes\ exteriores} = 13,5d^2 + 77,1$$

$$M = \frac{pl^2}{8} = \frac{p16^2}{8}$$

$$\mu = 0,25 \rightarrow d = 1,15m$$

V4-8

$$p = 1,35 \times pp_{viga} + 9 \times sc_{laje,ELU} = 13,5d^2 + 139,5$$

$$M = \frac{pl^2}{8} = \frac{p16^2}{8}$$

$$\mu = 0,25 \rightarrow d = 1,43m$$

Viga V4-9

Para a realização do pré-dimensionamento da viga V4-9 foi admitido a mesma assenta nas vigas V4-8 e V4-9, cuja rigidez foi simulada com o recurso a duas molas. A secção de V4-8 e V4-9 é idêntica à de V1-12 e V1-13, pelo que a rigidez das respectivas molas será também igual, com um valor de cálculo de 35000kN. A secção inicialmente adoptada para a execução do modelo da viga V4-9 em ROBOT tem 25cm de largura e 50cm de altura.

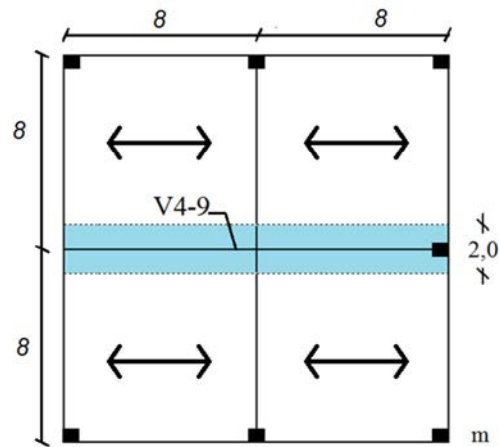


Figura 4.18: Área de influência das lajes do piso 4 na viga V4-9

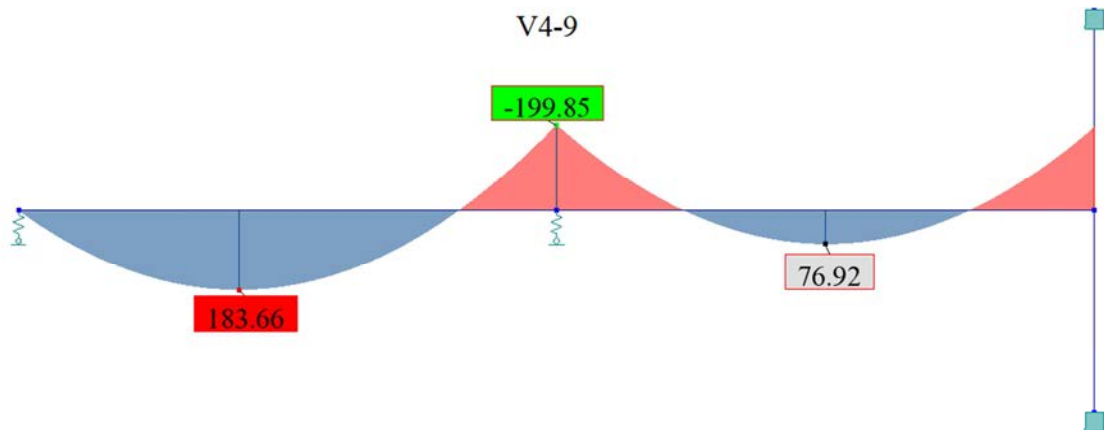


Figura 4.19: Diagrama de momentos da viga V4-9 com base na área de influência das lajes da figura 4.18 e na rigidez das vigas V4-7 e V4-8

$$0,25 = \frac{M}{bd^2f_{cd}} = \frac{199,85}{0,4d^3 \times 20000} \rightarrow d = 0,46m$$

4.3.4 PRÉ-DIMENSIONAMENTO DAS VIGAS DE COBERTURA DO PISO 7

Carga distribuída da laje de cobertura do piso 7 em estado limite último com acção base sobrecarga:

$$sc_{cobertura,ELU} = 1,35 \times (pp_{laje} + pp_{prevestimento}) + 1,5 \times sc_{cobertura} = 8,3kN/m^2$$

Vigas V7-3 e V7-4

$$p = 1,35 \times pp_{viga} + 3 \times sc_{cobertura,ELU} = 13,5d^2 + 24,9 kN/m$$

$$M = \frac{pl^2}{8} = \frac{p8^2}{8}$$

$$\mu = 0,25 \rightarrow d = 0,48m$$

Vigas V7-1, V7-2, V7-6 e V7-5

$$p = 1,35 \times pp_{viga} + 0,5 \times sc_{cobertura,ELU} = 13,5d^2 + 4,15kN/m$$

$$M = \frac{pl^2}{8} = \frac{p8^2}{8}$$

$$\mu = 0,25 \rightarrow d = 0,27m$$

Viga V7-7

$$p = 1,35 \times pp_{viga} + 4 \times sc_{cobertura,ELU} = 13,5d^2 + 33,2kN/m$$

$$M = \frac{pl^2}{8} = \frac{p16^2}{8}$$

$$\mu = 0,25 \rightarrow d = 0,8m$$

Viga V7-8

$$p = 1,35 \times pp_{viga} + 9 \times sc_{cobertura,ELU} = 13,5d^2 + 74,7kN/m$$

$$M = \frac{pl^2}{8} = \frac{p16^2}{8}$$

$$\mu = 0,25 \rightarrow d = 1,13m$$

Uma vez definidas todas as secções, foi estudado o funcionamento da grelha do piso 1 na combinação de estado limite último. Mais uma vez, não sendo conhecidas as dimensões reais dos pilares nesta fase, admitiu-se uma secção quadrada com 0,5 metros de lado.

No Quadro 4.1 é possível consultar as dimensões finais adoptadas com base nos valores obtidos em pré-dimensionamento.

Quadro 4.1: Secção das vigas adoptadas com base no pré-dimensionamento

Piso	Viga	Largura (cm)	Altura (cm)
1	V1-1	20	50
	V1-2	20	50
	V1-3	20	50
	V1-4	30	70
	V1-5	30	70
	V1-6	20	50
	V1-7	20	50
	V1-8	20	50
	V1-9	30	70
	V1-10	30	70
	V1-11	25	55
	V1-12	40	100
	V1-13	40	100
2	V2-1	20	50
	V2-2	20	50
	V2-3	20	50
	V2-4	30	70
	V2-5	30	70
	V2-6	20	50
	V2-7	20	50
	V2-8	20	50
	V2-9	30	70
	V2-10	30	70
	V2-11	25	55
	V2-12	40	100
	V2-13	40	100
3	V3-1	20	50
	V3-2	20	50
	V3-3	20	50
	V3-4	30	70
	V3-5	30	70
	V3-6	20	50
	V3-7	20	50
	V3-8	20	50
	V3-9	20	50
	V3-10	20	50
	V3-11	25	55
	V3-12	40	100
	V3-13	40	100

Piso	Viga	Largura (cm)	Altura (cm)
4	V4-1	20	50
	V4-2	20	50
	V4-3	30	70
	V4-4	30	70
	V4-5	20	50
	V4-6	20	50
	V4-7	40	100
	V4-8	40	100
	V4-9	25	55
5	V5-1	20	50
	V5-2	20	50
	V5-3	30	70
	V5-4	30	70
	V5-5	20	50
	V5-6	20	50
	V5-7	40	100
	V5-8	40	100
	V5-9	25	55
6	V6-1	20	50
	V6-2	20	50
	V6-3	30	70
	V6-4	30	70
	V6-5	20	50
	V6-6	20	50
	V6-7	40	100
	V6-8	40	100
	V6-9	25	55
7	V7-1	20	45
	V7-2	20	45
	V7-3	30	55
	V7-4	30	55
	V7-5	20	45
	V7-6	20	45
	V7-7	40	100
	V7-8	40	100
	V7-9	25	55

4.3.5 ESTUDO DA GRELHA DO PISO 1

Na Figura 4.20 podemos analisar distribuição das cargas adoptadas em pré-dimensionamento para o piso 1.

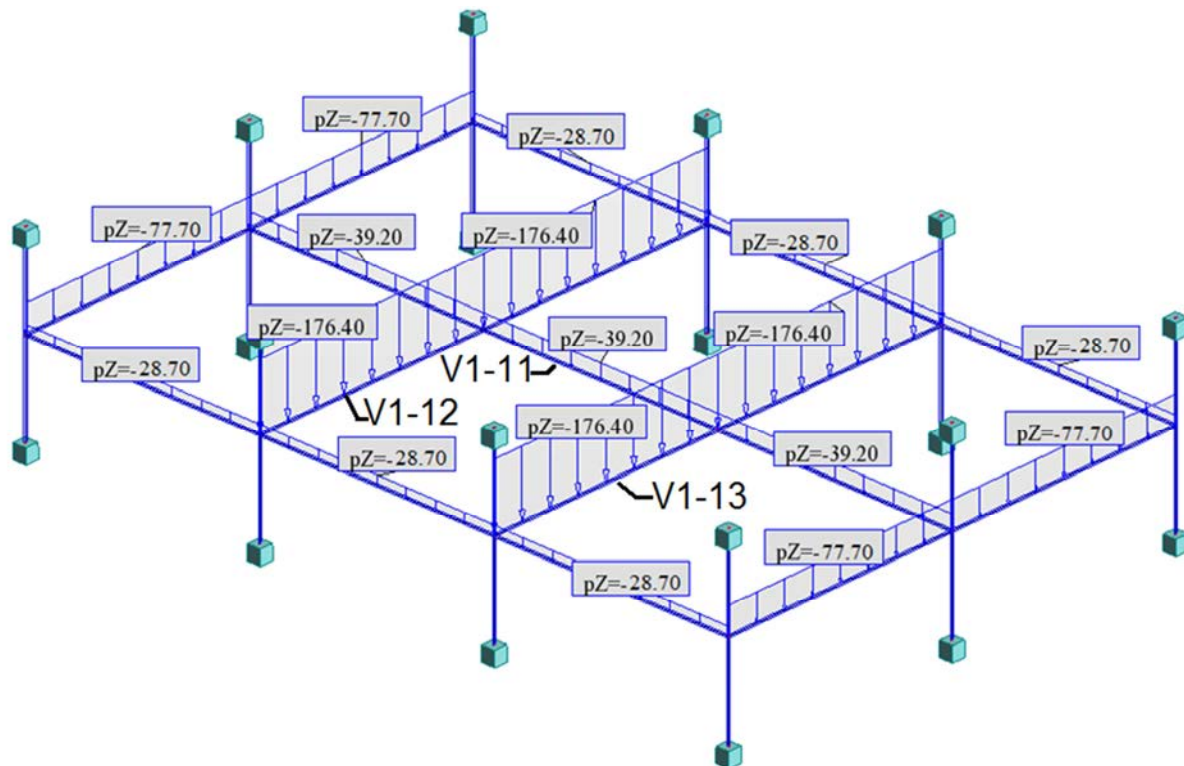


Figura 4.20: Distribuição das cargas adoptadas em pré-dimensionamento para o piso 1

Na Figura 4.21 podemos ver os diagramas de momentos obtidos para a grelha do piso 1.

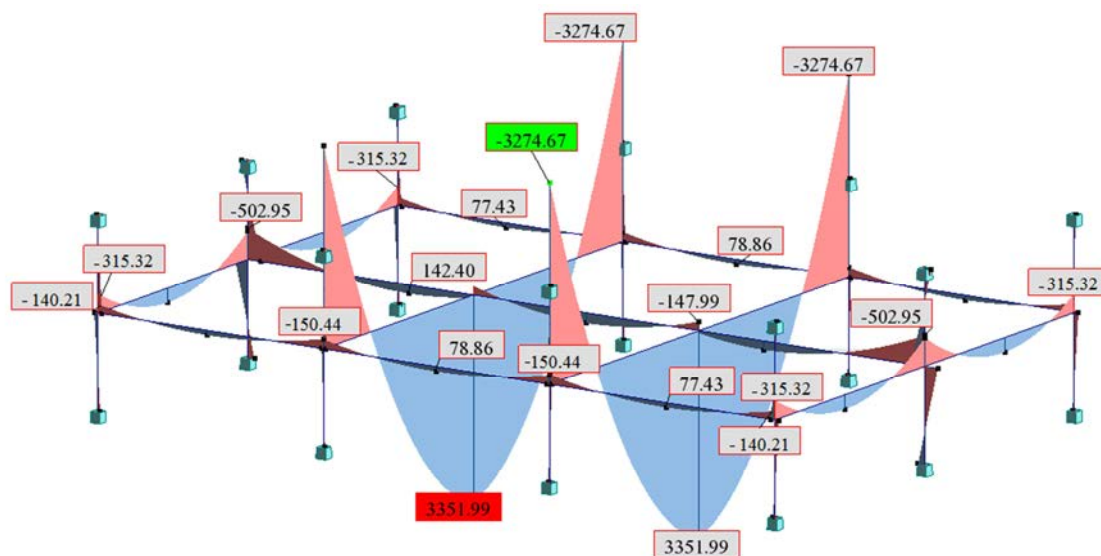


Figura 4.21: Diagrama de momentos da grelha do piso 1

A primeira conclusão que se pode retirar do estudo da grelha é que a rigidez dos pilares a dimensionar vão contribuir significativamente para os esforços de flexão finais de dimensionamento das vigas.

Se analisarmos a Figura 4.21, reparamos que as vigas V1-12 e V1-13 apresentam momentos elevados nos apoios, o que faz todo o sentido se tivermos em conta não apenas a rigidez dos pilares mas como a própria rigidez das vigas, dimensionadas com um metro de altura. Aliás, a capacidade que os apoios das vigas oferecem para resistir aos momentos negativos é da mesma ordem de grandeza dos momentos obtidos a meio vão, possibilitando assim um dimensionamento mais económico. No entanto, é preciso ter em conta que estamos numa fase preliminar do projecto, pelo que a secção dos pilares final será diferente da secção adoptada para estudo do modelo, podendo alterar significativamente os momentos finais de dimensionamento. Em todo o caso, dada a ordem de grandeza dos momentos e de comprimento das vigas, a solução de dimensionamento passará pelo recurso à técnica de pré-esforço.

As vigas V1-4, V1-5, V1-9 e V1-10 apresentam um comportamento intermédio entre uma viga bi-encastada e uma viga com encastramento e apoio simples, apresentando momentos elevados nos apoios de extremidade, mas ainda assim, significativamente menores que os momentos obtidos nos apoios interiores.

As vigas V1-1, V1-3, V1-6 e V1-8 apresentam um comportamento muito próximo de uma viga bi-encastada com momentos nos apoios interiores ligeiramente superiores aos apoios de extremidade, e momentos a meio vão da ordem dos 50% dos momentos negativos.

A viga V1-11 apresenta momentos negativos nos apoios de extremidade muito superiores aos valores obtidos com o modelo executado em ROBOT com recurso a duas molas de elevada rigidez. Mesmo assim há ainda um aumento dos momentos positivos, o que à partida poderia parecer um contra-senso. Na realidade, o modelo executado para o pré-dimensionamento de V1-11, partia do pressuposto que esta iria descarregar nas vigas V1-12 e V1-13 dado o significativo aumento de rigidez que estas vigas apresentavam. No entanto, é possível agora avaliar a real interacção entre vigas e o seu comportamento, pelo que se constata que a viga V1-11 vai fornecer a V1-12 e V1-13 alguma rigidez.

4.3.6 ESTUDO DA GRELHA DO PISO 4

Na Figura 4.22 podemos analisar distribuição das cargas adoptadas em pré-dimensionamento para o piso 4.

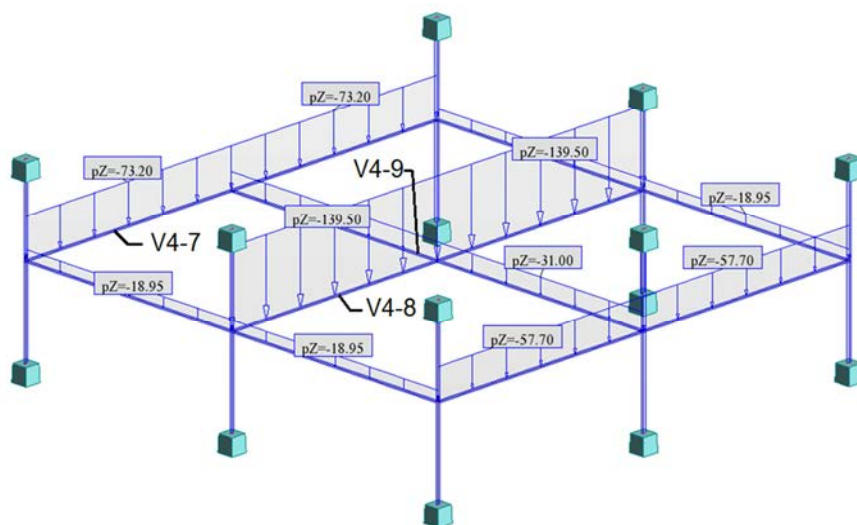


Figura 4.22: Distribuição das cargas adoptadas em pré-dimensionamento para o piso 4

Na Figura 4.23 podemos ver os diagramas de momentos obtidos para a grelha do piso 4.

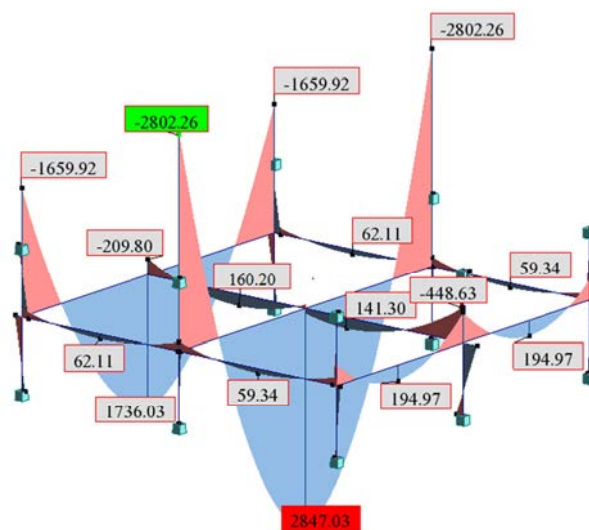


Figura 4.23: Diagrama de momentos da grelha do piso 4

À semelhança do piso 1, também no piso 4 a secção dos pilares altera significativamente os momentos nos apoios de extremidade, oferecendo à estrutura grande capacidade para suportar momentos negativos.

Como seria de esperar, as vigas V4-7 e V4-8 apresentam momentos muito elevados, pelo que será necessário recorrer à técnica de pré-esforço a fim de cumprir todas as verificações de segurança.

A viga V4-9 apresenta um comportamento em grelha, consideravelmente diferente do modelo adoptado no cálculo. Ainda que o resultado obtido não seja o esperado, a justificação para as

diferenças encontradas é, na verdade, bastante simples. Na realidade, no modelo adoptado para pré-dimensionamento da viga V4-9, a rigidez das vigas V4-7 e V4-8, foi avaliada tendo em conta a rigidez da secção à acção de uma carga pontual a meio vão. No entanto, para além da carga pontual, deveria ter sido contabilizada a acção das cargas lineares a que as vigas V4-7 e V4-8 vão estar sujeitas em estado limite último. Assim, como V4-8 está sujeita a condições de carregamento muito mais exigentes que V4-7, é normal que o momento a meio vão de V4-9 seja substancialmente inferior ao momento obtido no cruzamento de V4-9 com V4-7.

Uma vez que as condições de carregamento e a solução estrutural dos elementos vigados é idêntica para os pisos 4, 5 e 6, não foi realizado o estudo da grelha dos dois últimos pisos referidos. O piso 7 apesar de ter uma solução estrutural vigada idêntica ao piso 4, apresenta condições de carregamento menos exigentes, pelo que uma vez realizado o estudo da grelha seriam obtidos diagramas de momentos muito semelhantes, mas a uma escala menor, pelo que não se entendeu necessário realizar o seu estudo.

4.3.7 CONCLUSÃO

Ainda que os pressupostos adoptados em pré-dimensionamento não correspondam por completo ao funcionamento das vigas em conjunto, quer para a grelha dos pisos 1, 2 e 3, como para a grelha dos pisos 4, 5, 6 e 7, os momentos de dimensionamento máximos registados ao longo das vigas estão em coerência com as suas dimensões reais, pelo que o pré-dimensionamento é válido. As vigas com 16 metros de vão apresentam momentos muito elevados, pelo que será necessário recorrer a uma solução de dimensionamento pré-esforçada desenvolvida no capítulo 6 desta dissertação.

4.4 PRÉ-DIMENSIONAMENTO DOS PILARES

A área de influência de cada pilar acaba por ser um parâmetro de difícil definição e que requer um cuidado especial.

Nos pisos 1 a 3, e 4 a 7 foram adoptadas distribuições idênticas, pelo que apenas se representa as áreas de influência dos pilares do piso 1 e 4 respectivamente (ver Figura 4.24).

A nomenclatura é idêntica à das vigas, com o 1º índice a fazer referência ao piso e o 2º índice à posição em planta que o pilar ocupa.

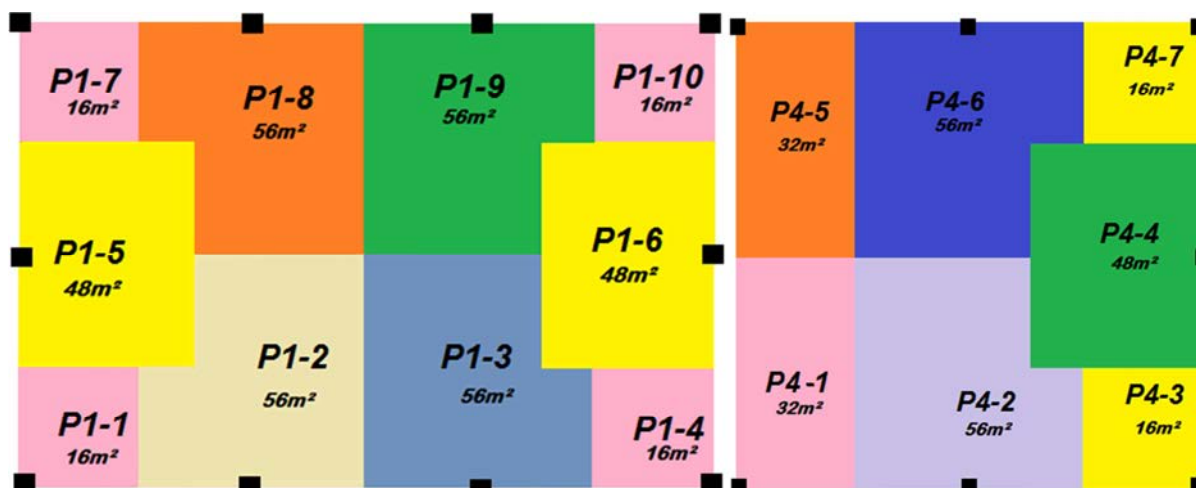


Figura 4.24: Áreas de influência dos pilares do piso 1 e 4 respectivamente

Foram realizados dois modelos em ROBOT onde foram comparados os resultados obtidos com base no programa e no cálculo analítico com base nas áreas de influência da figura 4.24.

No primeiro modelo admitiu-se que todas as vigas e pilares têm secção nula.

No segundo modelo foi admitido que todos os pilares têm secção quadrada de 50 cm, sendo que as vigas têm uma secção idêntica à solução pré-dimensionada no capítulo anterior.

O pré-dimensionamento final dos pilares foi realizado com os resultados obtidos para o segundo modelo realizado no programa, tendo sido adoptado um coeficiente de segurança de forma a ter em conta a acção das forças horizontais e admitido para efeitos de pré-dimensionamento, que a área de armadura ordinária é aproximadamente 1% da área da secção de betão.

$$N_{ed} = (A_c \times f_{cd} + 0,01A_c \times f_{yd})/\gamma_m \quad (4.4)$$

γ_m Coeficiente que tem em conta a acção do momento

A_c Área da secção de betão

N_{ed} Esforço axial de cálculo

Adoptou-se como secção mínima para os pilares secções quadradas de lado 30cm.

Quadro 4.2 Esforços axiais obtidos com a distribuição das áreas de influência adoptada na Figura 4.24 e peso próprio das paredes exteriores; no modelo do programa de cálculo automático com secção nula para os elementos de barra; e no modelo com as secções das vigas do Quadro 4.1 e secções finais dos pilares

Pilar	Piso	Peso da parede Exterior (Kn/m)	Comp. da parede exterior (m)	A I (m)	Carga distribuída em E.L.U (Kn/m²)	Ned do cálculo analítico (Kn)	Ned do 1º Modelo Em ROBOT (Kn)	Ned do 2º Modelo Em ROBOT (Kn)	γ_m	Secção quadrada de lado (m)
P1-1	1	14	8	16	19,6	1120	2434,2	1332,7	0,7	0,3
P1-2	1	14	8	56	19,6	5592	3922,7	7578,8	0,7	0,7
P1-3	1	14	8	56	19,6	6720	4480,5	8711,0	0,7	0,7
P1-4	1	14	8	16	19,6	2320	4176,7	3091,4	0,7	0,5

P1-5	1	14	8	48	19,6	2912	4185,7	2609,8	0,7	0,4
P1-6	1	14	8	48	19,6	5840	6089,7	5707,8	0,7	0,6
P1-7	1	14	8	16	19,6	1120	2370	1268,7	0,7	0,3
P1-8	1	14	8	56	19,6	5592	3876,4	7494,8	0,7	0,7
P1-9	1	14	8	56	19,6	6720	4454,4	8714,2	0,7	0,7
P1-	1	14	8	16	19,6	2320	4169,4	3092,3	0,7	0,5
P2-1	2	14	8	16	19,6	692,8	1812,1	802,9	0,7	0,3
P2-2	2	14	8	56	19,6	4376,8	3126,7	5949,4	0,7	0,6
P2-3	2	14	8	56	19,6	5504,8	3629	7121,4	0,7	0,7
P2-4	2	14	8	16	19,6	1892,8	3555,3	2548,5	0,7	0,4
P2-5	2	14	8	48	19,6	1854,4	2537,8	1568,5	0,7	0,3
P2-6	2	14	8	48	19,6	4782,4	4474,7	4603,8	0,7	0,6
P2-7	2	14	8	16	19,6	692,8	1747	738,9	0,7	0,3
P2-8	2	14	8	56	19,6	4376,8	3079	5864,8	0,7	0,6
P2-9	2	14	8	56	19,6	5504,8	3604	7124,9	0,7	0,7
P2-	2	14	8	16	19,6	1892,8	3549	2549,5	0,7	0,4
P3-1	3	11,2	0	16	14,6	265,6	970,3	296,2	0,7	0,3
P3-2	3	11,2	12	56	14,6	3161,6	2563,6	4371,9	0,7	0,5
P3-3	3	11,2	8	56	14,6	4289,6	2835,4	5591,0	0,7	0,6
P3-4	3	11,2	8	16	14,6	1465,6	2748,4	2012,5	0,7	0,4
P3-5	3	11,2	0	48	14,6	796,8	981,2	580,2	0,7	0,3
P3-6	3	11,2	8	48	14,6	3724,8	2996,7	3580,4	0,7	0,5
P3-7	3	11,2	0	16	14,6	265,6	904,4	231,7	0,7	0,3
P3-8	3	11,2	12	56	14,6	3161,6	2511,1	4285,5	0,7	0,5
P3-9	3	11,2	8	56	14,6	4289,6	2814,7	5595,1	0,7	0,6
P3-	3	11,2	8	16	14,6	1465,6	2743,6	2013,0	0,7	0,4
P4-1	4	11,2	12	32	15,5	2131,2	2892,5	3080,4	0,8	0,5
P4-2	4	11,2	8	56	15,5	3292,8	2189,1	4347,5	0,8	0,5
P4-3	4	11,2	8	16	15,5	1132,8	1931,9	1558,2	0,8	0,3
P4-4	4	11,2	8	48	15,5	2860,8	1945,2	2777,9	0,8	0,4
P4-5	4	11,2	12	32	15,5	2131,2	2906,9	3085,3	0,8	0,5
P4-6	4	11,2	8	56	15,5	3292,8	2184,3	4344,2	0,8	0,5
P4-7	4	11,2	8	16	15,5	1132,8	1922,3	1558,2	0,8	0,3
P5-1	5	11,2	12	32	15,5	1550,4	2036,9	2214,9	0,8	0,4
P5-2	5	11,2	8	56	15,5	2385,6	1621,4	3120,5	0,8	0,5
P5-3	5	11,2	8	16	15,5	825,6	1377,6	1113,6	0,8	0,3
P5-4	5	11,2	8	48	15,5	2073,6	1335,3	1990,5	0,8	0,4
P5-5	5	11,2	12	32	15,5	1550,4	2046	2218,2	0,8	0,4
P5-6	5	11,2	8	56	15,5	2385,6	1619,8	3117,6	0,8	0,5
P5-7	5	11,2	8	16	15,5	825,6	1370,1	1113,3	0,8	0,3
P6-1	6	11,2	12	32	15,5	969,6	1218,8	1344,9	0,8	0,3
P6-2	6	11,2	8	56	15,5	1478,4	978	1898,0	0,8	0,4
P6-3	6	11,2	8	16	15,5	518,4	859,7	665,8	0,8	0,3
P6-4	6	11,2	8	48	15,5	1286,4	728,7	1208,2	0,8	0,3
P6-5	6	11,2	12	32	15,5	969,6	1224,3	1347,0	0,8	0,3
P6-6	6	11,2	8	56	15,5	1478,4	977,5	1896,1	0,8	0,4
P6-7	6	11,2	8	16	15,5	518,4	854,7	665,6	0,8	0,3
P7-1	7			32	8,3	388,8	423,9	472,8	0,8	0,3
P7-2	7			56	8,3	571,2	288	680,7	0,8	0,3
P7-3	7			16	8,3	211,2	376,2	215,4	0,8	0,3
P7-4	7			48	8,3	499,2	100,4	424,8	0,8	0,3
P7-5	7			32	8,3	388,8	426,5	473,6	0,8	0,3
P7-6	7			56	8,3	571,2	287,9	679,8	0,8	0,3
P7-7	7			16	8,3	211,2	373,7	215,3	0,8	0,3

Se atendermos ao somatório das cargas verticais obtidas por cálculo analítico e pelo modelo em robot com secção mínima para vigas e pilares, podemos verificar que o somatório das forças tem uma margem de erro mínima.

Cálculo analítico:

$$\sum_1^{10} N_{\text{pilares do piso 1}} = 40256,0KN$$

Modelo simplificado do edifício no robot com uma secção mínima de vigas e pilares:

$$\sum_1^{10} N_{\text{pilares do piso 1}} = 40159,8KN$$

Na figura seguinte podemos analisar as secções dos pilares adoptadas com base no segundo modelo:

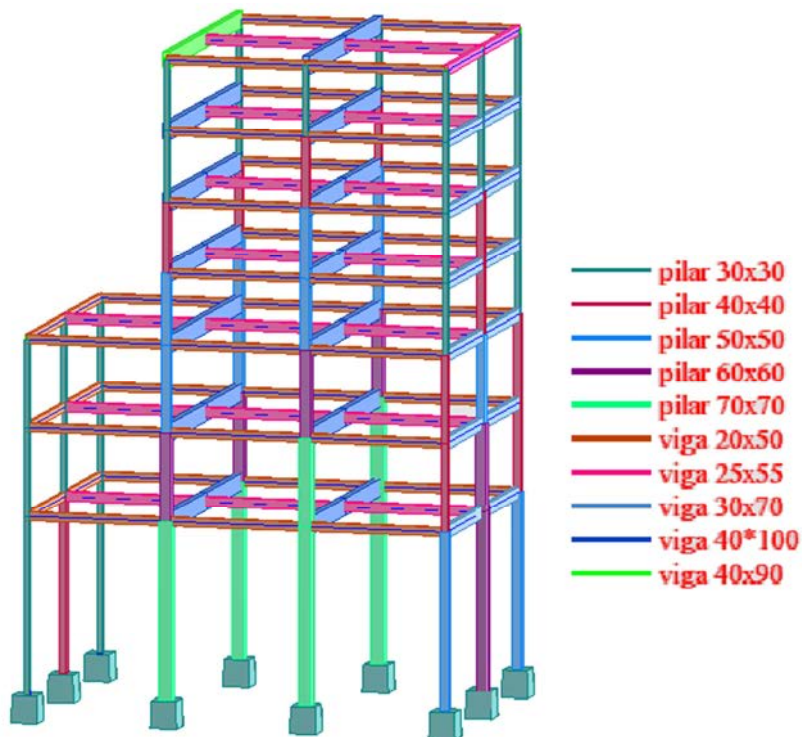


Figura 4.25 Secção dos pilares com base no pré-dimensionamento

5

ANÁLISE SÍSMICA E PRÉ-DIMENSIONAMENTO DOS ELEMENTOS DE CONTRAVENTAMENTO

5.1 INTRODUÇÃO

É cada vez maior a consciencialização da sociedade para os perigos adjacentes a um sismo de elevada magnitude, pelo que cabe à engenharia civil o dever de capacitar as estruturas de mecanismos de resistência que assegurem a estabilidade do edifício e a segurança das vidas humanas, perante o fenómeno da acção sísmica.

No contexto da tectónica de placas, Portugal situa-se na placa Euro-Asiática, limitada a sul pela falha Açores-Gibraltar que corresponde à fronteira entre as placas euro-asiática e africana e a oeste pela falha dorsal do oceano Atlântico.



Figura 5.1: Estruturação tectónica da falha Açores-Gibraltar

5.2 REGULAMENTO

O regulamento adoptado para dimensionamento do edifício às acções sísmicas foi o Eurocódigo 8 (EC8), pelo que serão enunciadas todas as verificações de segurança realizadas neste capítulo com base no mesmo.

5.2.1 EXIGÊNCIAS DE DESEMPENHO

De acordo com o EC8 uma estrutura está capacitada para resistir à acção sísmica quando estiver garantida a exigência de não colapso e de limitação de danos.

A exigência de não colapso garante a segurança da estrutura face a um evento sísmico raro, evitando o seu colapso, mas não salvaguardando a possibilidade de ocorrência de danos estruturais significativos. A exigência de limitação de danos permite que face a um sismo frequente as construções não sofram danos significativos, evitando assim custos de reparação demasiado elevados.

5.2.2 REPRESENTAÇÃO DA ACÇÃO SÍSMICA

O EC8 define dois tipos de acção sísmica a considerar no dimensionamento da estrutura:

- Acção sísmica tipo 1 – sismo de magnitude elevada a grande distância focal.
- Acção sísmica tipo 2 – sismo de magnitude moderada a pequena distância focal.

O dimensionamento da estrutura depende do risco de sismicidade associado á sua localização pelo que o EC8 divide Portugal consoante o zonamento território, e o tipo de acção sísmica a actuar, de acordo com a Figura 5.2.

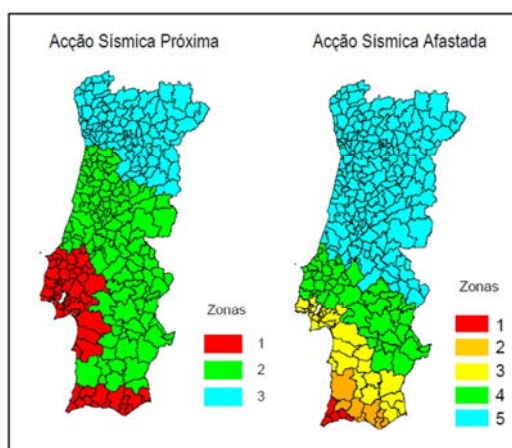


Figura 5.2: Risco de sismicidade do território português para acção sísmica próxima e acção sísmica afastada

Como foi referido anteriormente, foi assumido que a estrutura a dimensionar se encontra no arquipélago dos Açores, que corresponde a uma zona de sismicidade elevada, pelo que foi adoptado o tipo de zona 1 para qualquer uma das acções sísmicas definidas anteriormente.

5.2.3 CLASSE DO SOLO

O solo é um dos parâmetros de maior importância na definição da acção sísmica. O EC8 classifica o solo de A até S2, por ordem decrescente de rigidez e resistência, conforme disposto no Quadro 5.1.

Quadro 5.1: Classe do solo de acordo com o EC8

Tipo de solo	Descrição
A	Rocha ou formação rochosa, incluindo no máximo 5m de material fraco à superfície
D	Depósitos muito densos de areias, cascalho ou argila muito compacta, com alguma espessura (na ordem das dezenas), caracterizados por um aumento gradual das propriedades mecânicas com a profundidade
C	Depósitos fundos de areia de média/alta densidade, cascalho ou argila compacta, com espessuras consideráveis (das dezenas às centenas de metros)
D	Depósitos de solos de média coesão soltos ou de solos de baixa coesão compactos
E	Formações aluvionares de pequena espessura (5 a 20m) sobre formações rochosas elevado nível de plasticidade e alto nível freático
S1	Depósitos com uma espessura mínima de 10m, constituídos por argila/sedimentos com elevado nível de plasticidade e alto nível freático
S2	Depósitos de solos susceptíveis de liquefacção, argilas incoerentes ou outro tipo de solo que não se enquadre nas categorias acima descritas

A classe do solo da estrutura a dimensionar enquadra-se na descrição da classe A.

5.2.4 CLASSE DE IMPORTÂNCIA

São adoptados coeficientes de importância, por forma a ter em conta os níveis de exigência a que se destina o edifício (ver

Quadro 5.2).

Quadro 5.2: Classe de importância de acordo com o EC8

Classe de importância	Construções	Coefficiente de importância
1	Edifícios de importância reduzida (edifícios agrícolas)	0,8
2	Edifícios correntes	1
3	Construções onde a resistência sísmica toma alguma importância (escolas...)	1,2
4	Edifícios fundamentais para o socorro pós-sismo (Hospitais, Bombeiros...)	1,4

O coeficiente de importância adoptado toma o valor unitário, pelo que não foi necessário majorar ou minorar a acção sísmica na combinação de estado limite último com acção base sismo (ver 2.3).

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,i} + P + \gamma_1 A_{Ed} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (5.1)$$

Em que:

γ_1	Coeficiente de importância
$G_{k,i}$	Esforço resultante de acção permanente considerada com o seu valor característico.
P	Esforço resultante da acção do pré-esforço.
$Q_{k,1}$	Esforço resultante da acção variável base tomada com o seu valor característico.
$Q_{k,i}$	Esforços resultantes das restantes acções variáveis tomadas com os seus valores característicos.
A_{Ed}	Esforços resultantes da acção sísmica tomada com o seu valor característico
$\psi_{2,i}$	Coeficiente de combinação quase permanente

5.2.5 COEFICIENTE DE COMPORTAMENTO

O coeficiente de comportamento (η), é um parâmetro que depende do comportamento não linear da estrutura. Ou seja, é um coeficiente que permite corrigir os valores obtidos por uma análise linear em valores coerentes com uma análise não linear, de modo a ter em conta a capacidade de dissipação de energia nas zonas plastificadas, e da redução de frequência modal que ocorre devido à formação das rótulas plásticas e consequente perda de rigidez da estrutura.

O EC8 define o coeficiente de comportamento com base na classe de ductilidade e o tipo de funcionamento estrutural.

5.2.6 CLASSES DE DUCTILIDADE

Uma estrutura pode ser classificada quanto à ductilidade de acordo com 3 classes distintas:

- DCL (Ductilidade baixa) e que corresponde às estruturas projectadas e dimensionadas de acordo com o EC2. Neste tipo de estruturas admite-se que os vários elementos estruturais apresentam um comportamento linear dada a elevada rigidez da estrutura.
- DCM (Ductilidade média) e que corresponde às estruturas projectadas, dimensionadas e pormenorizadas de acordo com disposições anti-sísmicas específicas. Permite o dimensionamento à acção sísmica com base num comportamento da estrutura em regime não elástico.
- DCH (Ductilidade alta) e que corresponde às estruturas para as quais o projecto, dimensionamento e as disposições construtivas são tais que garantem elevados níveis de plasticidade, através de disposições ainda mais rigorosas que as da classe anterior.

5.2.7 TIPOS DE SISTEMAS ESTRUTURAIS

Segundo o EC8, uma estrutura pode ser classificada de acordo os cinco tipos de sistemas estruturais a seguir enunciados:

- *Sistema porticado* – sistema estrutural no qual tanto as cargas verticais como laterais são essencialmente suportadas por pórticos cuja resistência ao corte na base do edifício é superior a 65% da resistência total ao corte de todo o sistema estrutural.
- *Sistema de parede* – sistema estrutural no qual tanto as acções verticais como horizontais são principalmente suportadas por paredes estruturais, cuja resistência ao corte na base do edifício é superior a 65% da resistência ao corte de todo o sistema estrutural.
- *Sistema misto* – sistema estrutural no qual o suporte das cargas verticais é feito essencialmente pelo sistema pórtico, e em que a resistência às cargas laterais é partilhada pelo sistema pórtico e pelas paredes estruturais.
- *Sistema misto equivalente a pórtico* – sistema misto no qual a resistência ao corte do sistema porticado na base do edifício é superior a 50% da resistência total ao corte.
- *Sistema misto equivalente a parede* - sistema misto no qual a resistência ao corte das paredes na base do edifício é superior a 50% da resistência sísmica total ao corte.

O dimensionamento das armaduras será realizado com recurso ao programa de cálculo automático, que calcula as armaduras de acordo com a regulamentação do EC2, pelo que não foram adoptadas nenhuma medidas adicionais à luz do EC8, que conferissem uma maior ductilidade à estrutura. Assim, considerou-se a estrutura de acordo com a primeira classe de ductilidade DCL, sendo que o EC8 define o coeficiente de comportamento para a classe referida como 1,5 (independentemente do sistema estrutural evidenciado). Na realidade, este é o valor mínimo que o EC8 permite considerar e justifica-se pela sobre-resistência que o dimensionamento corrente normalmente assegura.

5.2.8 ANÁLISE ESTRUTURAL

Na avaliação dos efeitos da acção sísmica o regulamento permite vários métodos de análise, desde os mais simplificados de análise estática linear, aos mais complexos de análise dinâmica não linear. No Quadro 5.3 podemos analisar o nível de simplificação permitida pelo EC8 na análise sísmica do edifício, de acordo com o nível de regularidade.

Quadro 5.3 Simplificações permitidas pelo EC8 na análise dos efeitos da acção sísmica

Regularidade		Simplificação permitida		Coeficiente de comportamento
Planta	Altura	Modelo estrutural	Análise elástica linear	
Sim	Sim	Plano	Estática (forças horizontais)	Valor de referência
Sim	Não	Plano	Dinâmica	(Valor reduzido em 20%)
Não	Sim	Espacial	Estática (forças horizontais)	Valor de referência
Não	Não	Espacial	Dinâmica	(Valor reduzido em 20%)

Ainda que o EC8 permita uma análise ainda mais simplificada da estrutura a dimensionar, os efeitos da acção sísmica foram avaliados com o programa ROBOT com base numa análise linear dinâmica, com uma redução do coeficiente de comportamento de 20%.

A análise sísmica linear consiste numa análise dinâmica modal por espectros de resposta realizada através da resolução da equação de equilíbrio dinâmico que relaciona o movimento do solo com a resposta da estrutura.

A determinação de esforços e dos deslocamentos máximos é feita calculando as respostas modais associadas às direcções principais de excitação e a resposta total. Esta última corresponde à “soma” das respostas associadas às direcções consideradas e pode ser obtida por combinação quadrática, permitindo assim correlacionar os esforços obtidos para os diferentes modos de vibração.

Os modos de vibração que contribuam significativamente para a resposta global da estrutura devem ser considerados. Para que essa exigência seja satisfeita deve ser verificada uma das seguintes condições:

- A soma das massas dos modos de vibração considerados deve corresponder a pelo menos 90% da massa total da estrutura.
- Todos os modos de vibração com massas superiores a 5% da massa total da estrutura devem ser considerados.

5.3 ESTADOS LIMITES DE UTILIZAÇÃO E PRÉ-DIMENSIONAMENTO DOS ELEMENTOS DE CONTRAVENTAMENTO

O pré-dimensionamento dos elementos de contraventamento foi realizado com base num processo iterativo.

Na procura de limitar as deformações laterais da estrutura, o EC8 obriga à seguinte verificação, de acordo com o tipo de elementos associados à estrutura (Lopes, 2007):

- Edifícios com elementos não estruturais frágeis associados à estrutura:

$$d_r v \leq 0,005h \quad (5.2)$$

- Edifícios com elementos não estruturais dúcteis associados à estrutura:

$$d_r v \leq 0,0075h \quad (5.3)$$

- Edifícios com elementos não estruturais ou que não interfiram nas deformações da estrutura:

$$d_r v \leq 0,010h \quad (5.4)$$

Em que:

d_r	Representa a deformação lateral entre pisos
v	É um coeficiente de redução que toma valores entre 0,4 e 0,5. Coeficiente que redefine a análise sísmica de colapso numa análise sísmica de “serviço”, por forma a possibilitar o dimensionamento da estrutura sem a implicação de custos desmesuráveis.
h	Representa a altura do piso

Uma vez definidos todos os parâmetros da acção sísmica, foi estudado o comportamento da estrutura no ROBOT. Nesta fase do dimensionamento foi possível observar que a mesma apresentava elevadas deformações horizontais sob o efeito da acção sísmica. Deste modo, foi necessário aumentar a rigidez dos elementos de contraventamento, pelo que foram introduzidas paredes resistentes em forma de L nos cantos da estrutura (ver Quadro 5.4), e aumentadas as dimensões da secção dos pilares. (ver Figura 5.3).

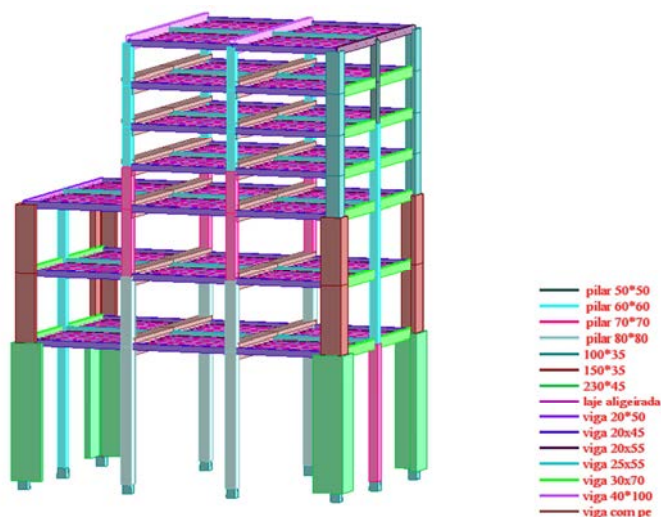


Figura 5.3: Dimensões finais da solução estrutural adoptada

Quadro 5.4: Dimensões dos elementos de contraventamento adoptados nos cantos do edifício

	Comprimento na direcção x (m)	Comprimento na direcção y (m)	Espessura
Piso 1	2,3	2,3	0,45
Piso 2	1,5	1,5	0,35
Piso 3	1,5	1,5	0,35
Piso 4	1	1	0,35
Piso 5	1	1	0,35
Piso 6	1	1	0,35
Piso 7	1	1	0,35

A acção sísmica condicionante é a acção sísmica 2, pelo que na Figura 5.4 se encontram representadas as deformações da estrutura sob acção da mesma.

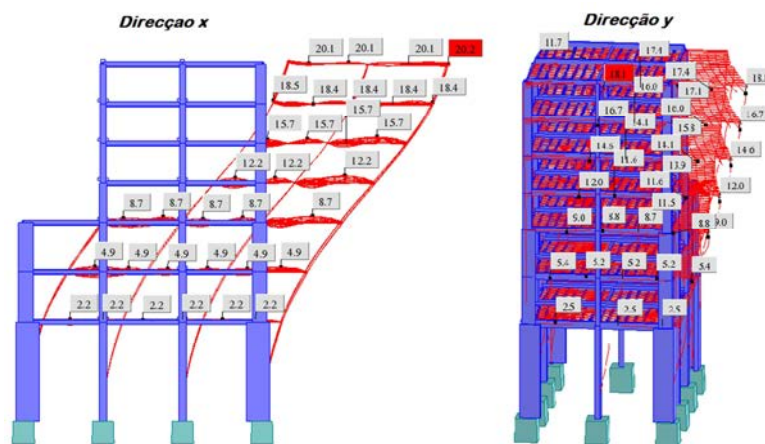


Figura 5.4 Deformações horizontais obtidas com base numa análise dinâmica linear

Podemos verificar pelo Quadro 5.5 que em nenhum piso a deformação máxima é atingida, admitindo v igual a 0,5 para um edifício com elementos não estruturais frágeis.

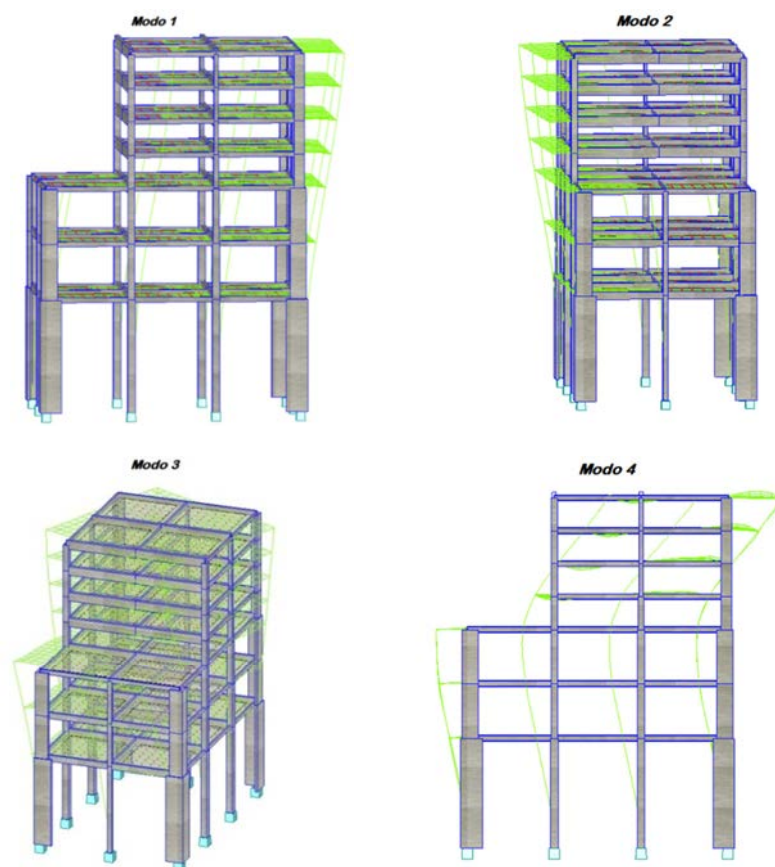
Quadro 5.5: Verificação dos critérios gerais do EC8 relativamente ao estado limite de danos

Piso	Direcção x		Direcção y	
	$d_r v$	$0,005h$	$d_r v$	$0,005h$
1	0,011	0,050	0,013	0,050
2	0,014	0,025	0,014	0,025
3	0,019	0,025	0,019	0,025
4	0,018	0,020	0,015	0,020
5	0,018	0,020	0,013	0,020
6	0,014	0,020	0,011	0,020
7	0,009	0,020	0,007	0,020

5.4 VALIDAÇÃO DO MODELO

5.4.1 MASSA MODAL

Foram inseridos apenas 6 modos de vibração no ROBOT, que permitiram obter participações de massa superiores a 90% na direcção y e muito próximas deste valor para a direcção x, pelo que não foram inseridos mais modos de vibração por forma a não sobrecarregar o programa.



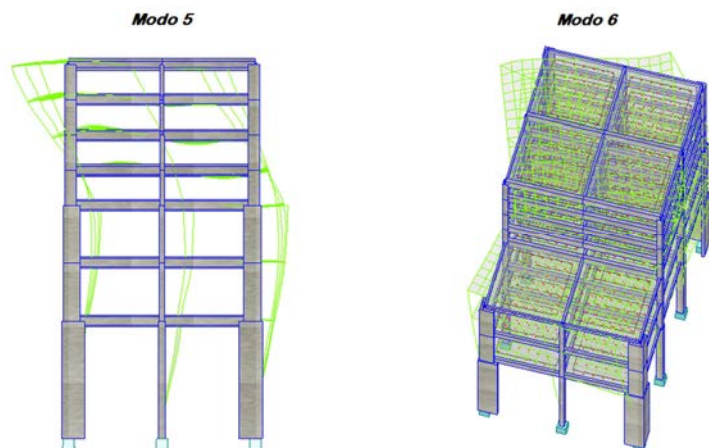


Figura 5.5: Modos de vibração da estrutura sob o efeito da acção sísmica

Quadro 5.6: Frequência e massa modal associada a cada modo

Caso/Modo	Frequência (Hz)	Período (seg)	Mas.rel.UX (%)	Mas.rel.UY (%)	Mas.rel.UZ (%)	Mas.corr.UX (%)	Mas.corr.UY (%)	Mas.corr.UZ (%)	Tot.mas.UX (kg)	Tot.mas.UY (kg)	Tot.mas.UZ (kg)
41/ 1	0,60	1,67	69,61	0,00	0,00	69,61	0,00	0,00	3416168,39	3416168,39	3416168,39
41/ 2	0,80	1,25	69,61	66,11	0,00	0,00	66,11	0,00	3416168,39	3416168,39	3416168,39
41/ 3	1,12	0,90	69,61	77,57	0,00	0,00	11,46	0,00	3416168,39	3416168,39	3416168,39
41/ 4	1,78	0,56	87,30	77,57	0,01	17,70	0,00	0,01	3416168,39	3416168,39	3416168,39
41/ 5	2,38	0,42	87,30	91,36	0,01	0,00	13,79	0,00	3416168,39	3416168,39	3416168,39
41/ 6	2,70	0,37	87,30	91,38	0,01	0,00	0,02	0,00	3416168,39	3416168,39	3416168,39

Uma vez que a acção dos efeitos do sismo deve ser avaliada com o peso associado à acção das cargas permanentes e variáveis na combinação quase permanente, foi comparada a quantidade de massa mobilizada na análise dinâmica do edifício com a massa obtida na combinação referida.

$$P = Mg = 3416168,39 \times 9,81 = 33512,62KN$$

Quadro 5.7 Somatório dos esforços na base da estrutura na combinação quase permanente

Nó/Caso	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)	MX (kNm)	MY (kNm)	MZ (kNm)
Caso 8 (C)	combinação quase permanente					
Soma total	0,00	-0,00	34835,60	156,71	118,04	-2,46
Soma reações	0,00	-0,00	34835,60	278684,80	-477855,07	0,02
Soma esforços	0,0	0,0	-34835,60	-278684,80	477855,07	0,0
Verificação	0,00	-0,00	-0,00	-0,00	0,00	0,02
Precisão	5,20490e-007	1,14384e-014				

$$P_{comb. \text{ quase permanente}} = 34835,6KN$$

Foi obtida uma margem de erro de 3,79%, pelo que a massa modal se encontra validada.

A frequência fundamental obtida através do modo 1 toma um valor relativamente inferior à unidade, de 0,6 Hz, pelo que podemos concluir que estamos perante uma estrutura bastante rígida.

Este facto fica uma vez mais comprovado quando, ao analisarmos a distribuição do corte basal, verificarmos que mais de 90% do esforço é absorvido pelas paredes resistentes.

Quadro 5.8 Somatório das forças de corte a actuar na base da estrutura sob o efeito da acção sísmica

	Corte basal	
	Direcção x	Direcção y
Total (Kn)	3423,74	4157,66
Paredes (Kn)	3311,60	3775,20
%	96,72	90,80

Estamos assim perante estrutura com um comportamento que se enquadra no sistema misto equivalente a parede, definido no ponto 5.2.7. Os valores obtidos anteriormente estão assim de acordo com o coeficiente de comportamento adoptado, e que toma o valor mínimo possível perante a regulamentação do EC8.

5.4.2 COEFICIENTE SÍSMICO

Ainda que o estudo e o dimensionamento da estrutura tenha sido realizado com base na regulamentação do EC8, por forma a validar uma vez mais o modelo foi efectuada uma comparação entre o coeficiente sísmico da estrutura obtido com base modelo do ROBOT e o método simplificado de cálculo do coeficiente sísmico obtido segundo o RSA no artigo 31.2º.

O coeficiente sísmico de uma dada direcção é o quociente entre o valor resultante das forças estáticas, que convenientemente distribuídas pela estrutura permitem determinar os efeitos da acção sísmica, e o valor correspondente à acção das cargas permanentes e acção quase permanente das cargas variáveis (Lopes, 2007).

$$\begin{array}{cc}
 \text{RSA} & \text{Método Geral} \\
 \beta = \beta_0 \times \frac{\alpha}{\eta} & \beta = \frac{\Sigma R}{\Sigma (CP + \gamma_2 Q)} \times \frac{1}{\eta}
 \end{array} \quad (5.5)$$

Em que:

R	Representa as forças de corte basal
CP	Acção das cargas permanentes
$\gamma_2 Q$	Acção quase permanente das cargas variáveis
β_0	É um coeficiente que depende do tipo de solo e frequência própria da estrutura. (Quadro 5.6)
β	Coeficiente sísmico
α	Coeficiente de sismicidade que depende da zona sísmica em que se localiza a construção (toma o valor unitário para a zona de maior risco de sismicidade)
η	Coeficiente de comportamento

Tipo de terreno	Frequência própria fundamental da estrutura, f(Hz)	B ₀
I	$0,5 \leq f < 5,6$ $f \geq 5,6$	$0,17\sqrt{f}$ 0,40
II	$0,5 \leq f < 4,0$ $f \geq 4,0$	$0,20\sqrt{f}$ 0,40
III	$0,5 \leq f < 2,0$ $f \geq 2,0$	$0,23\sqrt{f}$ 0,32
Solos de muito alta vulnerabilidade	$0,5 \leq f < 2,5$ $f \geq 2,5$	$0,28\sqrt{f}$ 0,44

Figura 5.6 Quadro II do RSA

Segundo o RSA:

$$\beta = 0,17\sqrt{0,60} \times \frac{1}{1,5} = 0,088$$

Pelo método geral:

Quadro 5.9: Coeficiente sísmico da direcção x e y com base no método geral

	Acção sísmica tipo2	
	Direcção x	Direcção y
Corte basal	3423,74	4157,66
Peso equivalente na combinação quase permanente	34835,6	34835,6
η	1,5	
α	1	
β	0,07	0,08

Podemos concluir deste modo, que ainda que o valor obtido segundo o RSA seja um valor aproximado do coeficiente sísmico, anda muito próximo do valor obtido para o modelo pelo método geral, principalmente segundo a direcção y, pelo que uma vez mais se encontra validado o modelo.

6

PRÉ-ESFORÇO

6.1 INTRODUÇÃO

“ O pré-esforço é uma técnica que consiste em introduzir, numa estrutura, um estado prévio de tensões, de modo a melhorar a sua resistência ou comportamento sob a acção de diversas condições de carga.” (Pfeil, 1984).

O conceito fundamental do pré-esforço é, na realidade, bastante simples. Atente-se na figura seguinte.

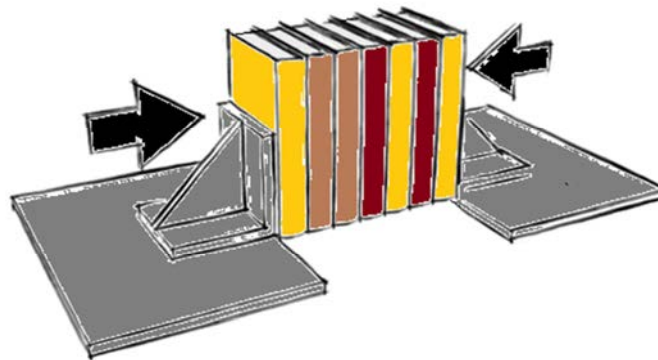


Figura 6.1: Força de compressão que supera o peso próprio do conjunto de livros (adaptado de Machado, 2010)

A pressão lateral que comprime os livros produz forças de atrito capaz de superar o peso próprio do conjunto, sem recorrer a nenhum tipo de suporte vertical (Machado, 2010).

Ainda que o conceito seja simples, um caso real de aplicação de pré-esforço, exige um nível de conhecimentos sobre a implementação da técnica bastante aprofundado.

Os benefícios associados à técnica de pré-esforço podem ser extremamente importantes para o dimensionamento de determinadas estruturas, nas quais os métodos gerais de dimensionamento se revelam insuficientes ou economicamente desvantajosos, pelo que em seguida são enunciadas as principais vantagens desta técnica:

- Permite vencer vãos maiores.
- Melhorar as condições em serviço.
- Diminuir o peso próprio dos vários elementos estruturais.
- Permite um melhor aproveitamento dos betões e aços de alta resistência.

6.2 TÉCNICAS E SISTEMAS DE PRÉ-ESFORÇO

Existem duas técnicas de implementação de pré-esforço (Appleton, 2007):

- Pré-esforço por pré-tensão. O betão é pré-tensionado em fábrica, com a tensão a ser aplicada contra cofragens ou maciços de amarração. O pré-esforço tensionado é depois colocado em obra antes da colocação do betão, ocorrendo a transferência de força por aderência entre os dois materiais.
- Pré-esforço por pós-tensão. As armaduras são tensionadas depois do betão ter adquirido uma resistência suficiente para resistir á acção do pré-esforço. A transferência de forças dá-se quer ao nível das extremidades do elemento, com o recurso a ancoragens, quer ao longo das armaduras.

6.3 ARMADURAS DE PRÉ-ESFORÇO

As armaduras de pré-esforço podem tomar as seguintes formas:

- Fios (normalmente com diâmetro compreendido entre 3mm e 6mm).



Figura 6.2: Fio de pré-esforço (retirado de Appleton, 2007)

- Cordões (formados por um conjunto de fios).

Quadro 6.1: Características dos cordões de pré-esforço

Designação	Secção nominal cm ²	Diâmetro mm
0,5``	0,987	12,7
0,6`` N	1,4	15,2
0,6`` S	1,5	15,7

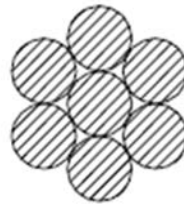


Figura 6.3: Cordão de pré-esforço (retirado de Appleton, 2007)

- Barras (normalmente com diâmetro entre 25 mm e 36 mm, podendo ser lisas ou roscadas).

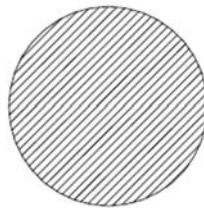


Figura 6.4: Barra de pré-esforço (retirado de Appleton, 2007)

6.4 TIPOS DE ANCORAGENS DE PRÉ-ESFORÇO

Existem três tipos de ancoragens de pré-esforço:

- Activas (ancoragens que permitem o seu tensionamento contra o betão).

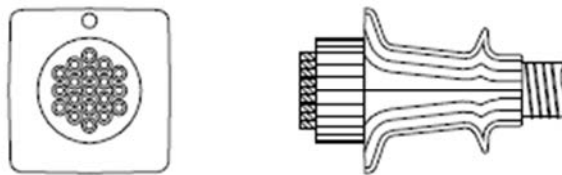


Figura 6.5: Ancoragens activas (retirado de Appleton, 2007)

- Passivas (ancoragens que ficam embebidas no betão).

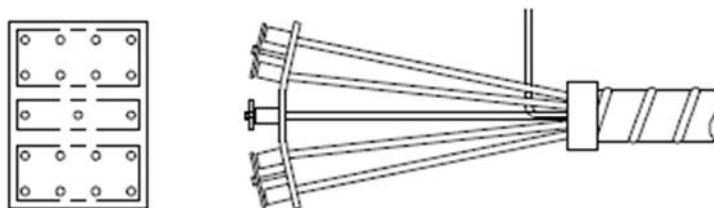


Figura 6.6: Ancoragens passivas (retirado de Appleton, 2007)

- De continuidade (parte da ancoragem encontra-se tensionada).

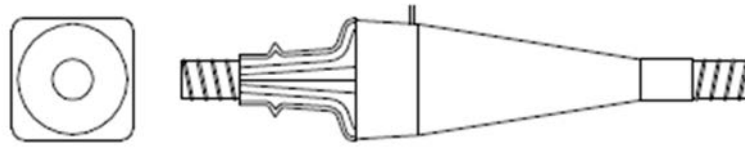


Figura 6.7: Ancoragens de continuidade (retirado de Appleton, 2007)

6.5 PERDAS DE PRÉ-ESFORÇO

O EC2 divide as perdas de pré-esforço em dois grupos: perdas instantâneas e perdas diferidas.

As perdas imediatas por pós-tensão variam normalmente entre 8% a 15% e devem-se a:

- Perdas por atrito entre o betão e o cabo pré-esforçado
- Perdas por reentrada de cunhas
- Perdas por deformação instantânea do betão

As perdas diferidas variam geralmente entre 12% a 15% e devem-se à:

- Retracção do betão
- Fluência do betão
- Relaxação da armadura

Nos subcapítulos 6.10 e 6.11 é detalhado o procedimento de cálculo para as perdas imediatas e diferidas, respectivamente.

6.6 SECÇÃO ADOPTADA PARA AS VIGAS PRÉ-ESFORÇADAS

Foi adoptada uma secção constante ao longo de todas as vigas pré-esforçadas com a seguinte geometria:

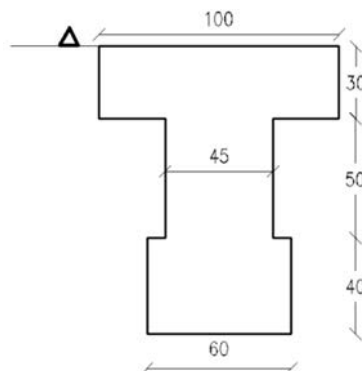


Figura 6.8 Secção tipo das vigas pré-esforçadas

$$A_c = 0,765$$

$$y = \frac{1 \times 0,30 \times 0,15 + 0,45 \times 0,50 \times (0,3 + 0,25) + 0,6 \times 0,4 \times (0,3 + 0,5 + 0,20)}{0,765} = 0,534$$

$$I_A = \frac{1 \times 0,3^3}{12} + 1 \times 0,3 \times 0,15^2 + \frac{0,45 \times 0,5^3}{12} + 0,45 \times 0,5 \times 0,55^2 + \frac{0,6 \times 0,4^3}{12} + 0,6 \times 0,4 \times 1^2$$

$$I_A = 0,32495$$

$$I_y = I_A - A_c \times y = 0,32495 - 0,765 \times 0,534^2 = 0,10681$$

Em que:

A_c Representa a área da secção

y Representa a distância da face superior da secção ao centro de gravidade da secção

I_A Representa a inércia da secção na face superior

I_y Representa a inércia da secção no seu centro de gravidade

A secção adoptada é uma secção adequada para fazer face a momentos positivos e negativos elevados. O alargamento do banzo inferior tem o objectivo de “puxar” o centro de gravidade da secção para a fibra inferior, de modo a ser possível garantir uma maior excentricidade do cabo na secção do apoio e assim reduzir os momentos negativos resultantes nessa zona.

6.7 TRAÇADO IDEAL DO PRÉ-ESFORÇO

O traçado do cabo de pré-esforço foi calculado com base na forma do diagrama das cargas permanentes. Desta forma, o traçado do cabo adoptado é parabólico, com uma excentricidade de 30 cm nos apoios e 50 cm a meio vão, conforme é representado na Figura 6.9.

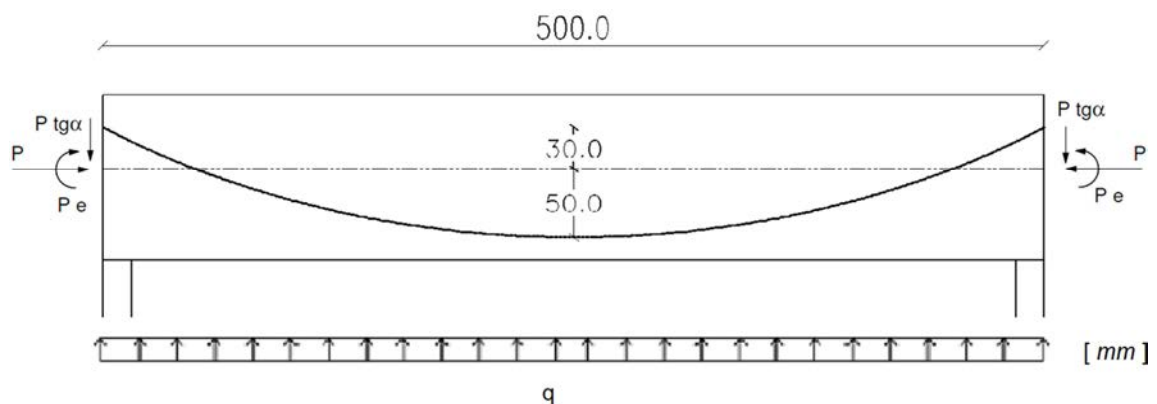


Figura 6.9 Traçado do cabo de pré-esforço adoptado e forças equivalentes á actuação do mesmo sobre a viga

A excentricidade de 30 cm tem o objectivo de diminuir os momentos negativos verificados nos apoios das vigas, uma vez que são zonas, que dadas as elevadas dimensões dos pilares e das vigas, apresentam uma rigidez muito relevante.

Podemos introduzir o pré-esforço no modelo de cálculo executado no ROBOT através de dois métodos distintos:

- Aplicando as cargas equivalentes à acção de pré-esforço
- Inserindo directamente um cabo com traçado idêntico ao da figura anterior. Este método apenas pode ser aplicado a traçados definidos por uma única parábola.

Foi adoptado o segundo método de introdução dos efeitos de pré-esforço. No entanto, por forma a verificar o modelo, foi realizado o cálculo das cargas equivalentes e realizada a comparação entre os efeitos de pré-esforço obtidos com ambos os métodos.

6.8 ACÇÕES PROVOCADAS PELO PRÉ-ESFORÇO PARABÓLICO

Definição da parábola

A função que define o traçado do pré-esforço é uma função parabólica, pelo que são necessários três parâmetros para que ela fique completamente definida:

$$y(x) = ax^2 + bx + c \quad (6.1)$$

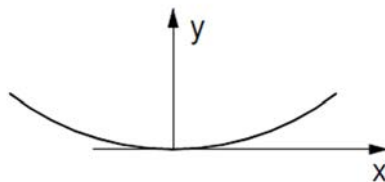


Figura 6.10: Parábola de 2º grau com o centro de coordenadas na concavidade (retirado de Appleton, 2007):

Uma vez que a origem do referencial se encontra no centro da concavidade da parábola, então b e c , tomam valores nulos pelo que a parábola pode ser simplificada (equação 6.2):

$$y(x) = ax^2 \quad (6.2)$$

No caso prático para a viga e traçado parabólico do cabo adoptado, com a origem do referencial a meio vão e estabelecendo o equilíbrio da equação 6.2 na extremidade da viga obtemos um valor para o parâmetro “a” de 0,0125.

$$(0,5 + 0,3) = a \times 8^2 \Leftrightarrow a = 0,0125$$

Forças nas ancoragens

Para valores de α pequenos podemos assumir que:

$$tg(\alpha) = sen(\alpha) \quad (6.3)$$

Assim sendo, o efeito da carga concentrada de pré-esforço na ancoragem pode ser traduzida por um conjunto de cargas concentradas aplicadas no centro geométrico da secção:

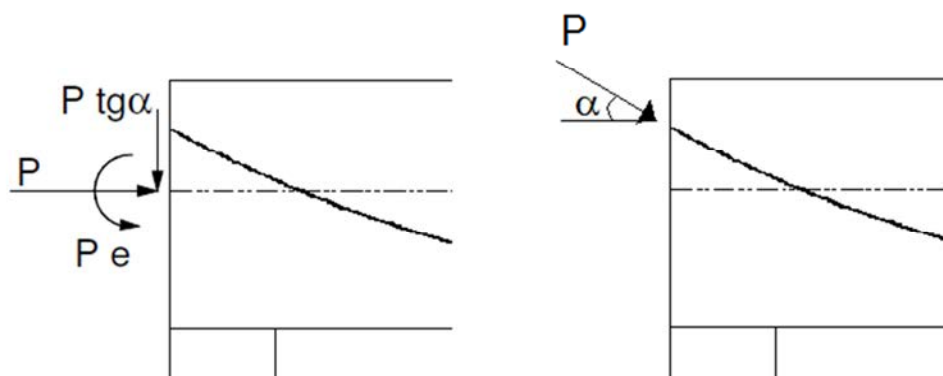


Figura 6.11 Cargas equivalentes da acção do pré-esforço nas ancoragens (adaptado de Appleton, 2007)

Para a viga em estudo obtemos um conjunto de cargas equivalentes na extremidade para um determinada acção de pré-esforço P, de tal forma que:

$$tg(\alpha) = y'(x) = (ax^2)' = 2ax = 2 \times 0,0125 \times 8 = 0,2 \quad (6.4)$$

$$P tg(\alpha) = 0,2P \quad (6.5)$$

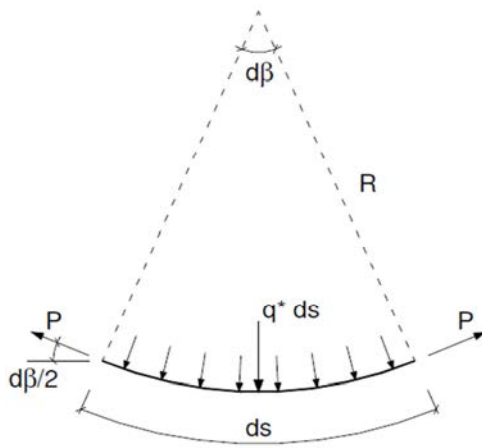
$$P \times e = 0,3P \quad (6.6)$$

Acção distribuída no vão

Um traçado do cabo parabólico provoca uma acção distribuída e de sentido contrário ao das acções actuantes, ao longo da viga.

Esta acção é directamente proporcional à concavidade da parábola que define o traçado, pelo que quanto menor for a concavidade do traçado, menor será o valor da acção distribuída.

Considere-se um troço de cabo parabólico e as respectivas acções do betão sobre o mesmo.



Se admitirmos:

$$\sin\left(\frac{d\beta}{2}\right) \cong \tan\left(\frac{d\beta}{2}\right) \cong \frac{d\beta}{2} \quad (6.7)$$

Então:

$$P \frac{d\beta}{2} + P \frac{d\beta}{2} = q^* ds \Leftrightarrow q^* = P \frac{d\beta}{ds} \quad (6.8)$$

$$ds = d\beta \times R \Leftrightarrow \frac{d\beta}{ds} = \frac{1}{R} \quad (6.9)$$

Figura 6.12 Cálculo da acção distribuída de um cabo de pré-esforço parabólico.

Para um determinado comprimento L e se admitirmos que β toma valores muito pequenos:

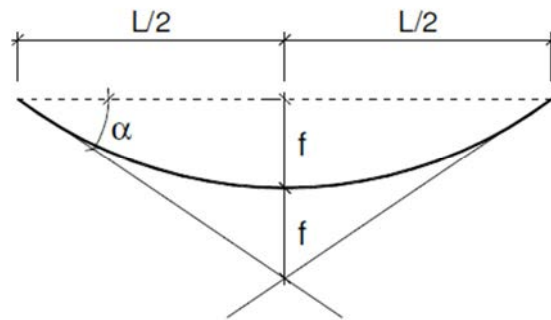


Figura 6.13 Cálculo da acção distribuída de um cabo de pré-esforço parabólico

$$\tan(\alpha) = \frac{d\beta}{2} = \frac{2f}{L/2} = \frac{4f}{L} \Rightarrow d\beta = \frac{8f}{L} \quad (6.10)$$

$$ds \cong L \quad (6.11)$$

Através de 6.8, 6.9 e 6.10 obtemos:

$$q^* = P \frac{d\beta}{ds} = P \frac{8f}{L^2} \quad (6.12)$$

Com a equação 6.12 podemos calcular o valor da carga distribuída para a viga em estudo.

$$q^* = \frac{8fP}{L^2} = \frac{8(0,5 + 0,3) \times P}{16^2} = 0,025P$$

As cargas finais a inserir nas vigas pré-esforçadas estão representadas na Figura 6.14.

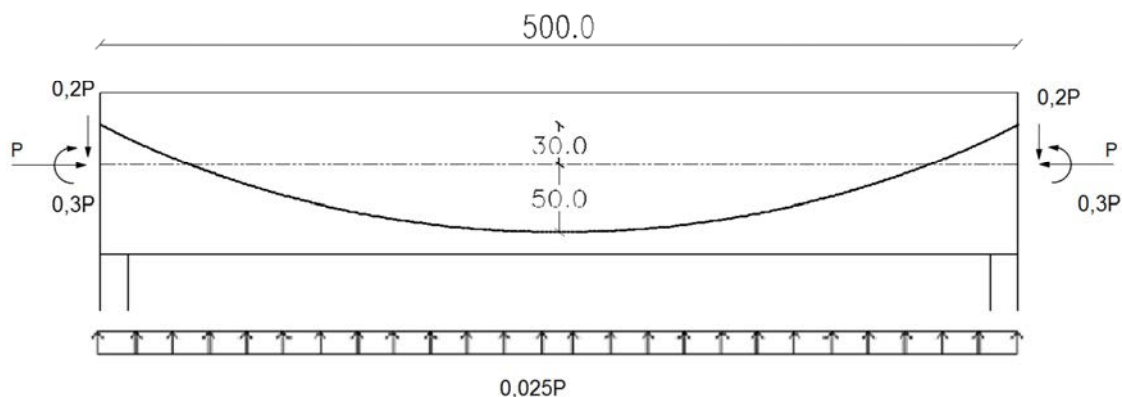


Figura 6.14 Cargas equivalentes da acção de pré-esforço nas vigas em estudo de valor P

Ao avaliarmos o diagrama de momentos da viga V 1-12 obtido com uma acção de pré-esforço de valor unitário, por ambos os métodos, podemos comprovar que eles são idênticos. Desta forma, encontra-se não apenas validado o modelo, como o cálculo das cargas equivalentes realizado anteriormente.

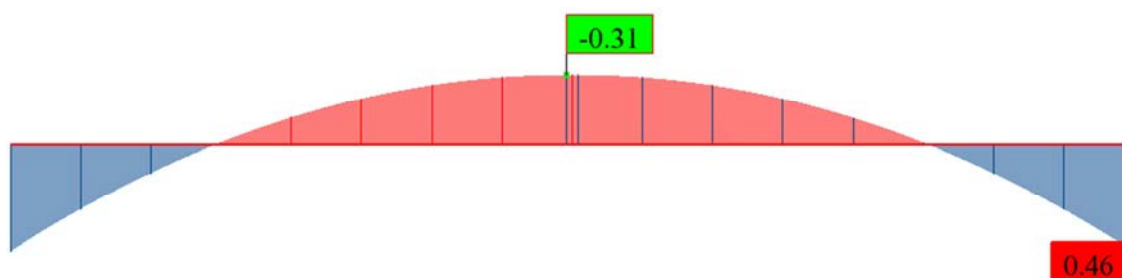


Figura 6.15: Diagrama de momentos da na viga V1-12 devido à acção de pré-esforço unitário

6.9 PRÉ-DIMENSIONAMENTO DO PRÉ-ESFORÇO

Pré-dimensionamento das vigas:

- V 1-12 e V 1-13
- V 2-12 e V 2-13
- V 3-12 e V 3-13
- V 4-7 e V 4-8
- V 5-7 e V 5-8

Uma vez que o critério de dimensionamento foi o da não fendilhação da secção de meio vão na combinação frequente ELS1, foi obtido um coeficiente com base na relação entre o momento obtido para uma acção de pré-esforço unitário e o momento a meio vão devido a ELS1.

Quadro 6.2: Relação entre o momento obtido para uma acção de pré-esforço unitário e o momento a meio vão devido a ELS1

Viga	Momento a meio vão (kN.m)	Momento devido a P (kN.m)	$\left \frac{M_P}{M_{\text{meio vão}}} \right \times 10^3$
V 1-12	1734,1	-0,31	0,178767084
V 1-13	1683,64	-0,31	0,184124872
V 2-12	1600,13	-0,3	0,187484767
V 2-13	1580,84	-0,3	0,189772526
V 3-12	1491,08	-0,31	0,207902996
V 3-13	1535,49	-0,31	0,20188995
V 4-7	1070,18	-0,33	0,308359341
V 4-8	1617,34	-0,31	0,191672747
V 5-7	1220,04	-0,36	0,295072293
V 5-8	1762,55	-0,33	0,187228731

A viga V1-12 tem o menor coeficiente, pelo que se for verificada a condição de não fendilhação para V1-12, todas as restantes ficam automaticamente verificadas.

Na Figura 6.16 podemos analisar o diagrama de momentos de V1-12 na combinação ELS1:

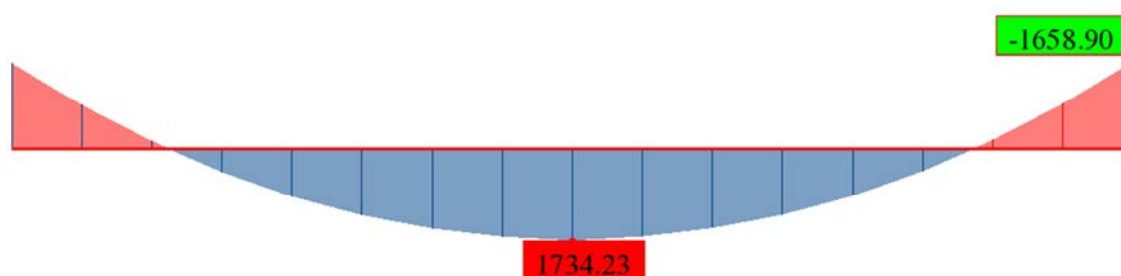


Figura 6.16: Diagrama de momentos da viga V1-12 na combinação ELS1

Como foi referido anteriormente, o pré-esforço foi dimensionado com base na condição de estado limite de fendilhação para a combinação frequente.

$$f_{ctm} \geq -\frac{P}{A_c} - \frac{M_{Pe}}{W} + \frac{M_{freq}}{W} \quad e \quad W = \frac{I_c}{y} \quad (6.13)$$

f_{ctm} Resistência de cálculo do betão à tracção

P Força de pré-esforço

M_{Pe} Momento devido á acção de pré-esforço.

M_{freq} Momento na combinação frequente (acção base sobrecarga)

Cálculo do pré-esforço para a secção de meio vão:

$$2,9 \times 10^3 \geq -\frac{P}{0,765} - \frac{P \times 0,31}{0,10681} \times 0,666 + \frac{1734,23}{0,10681} \times 0,666 \Leftrightarrow P \geq 2442,34kN$$

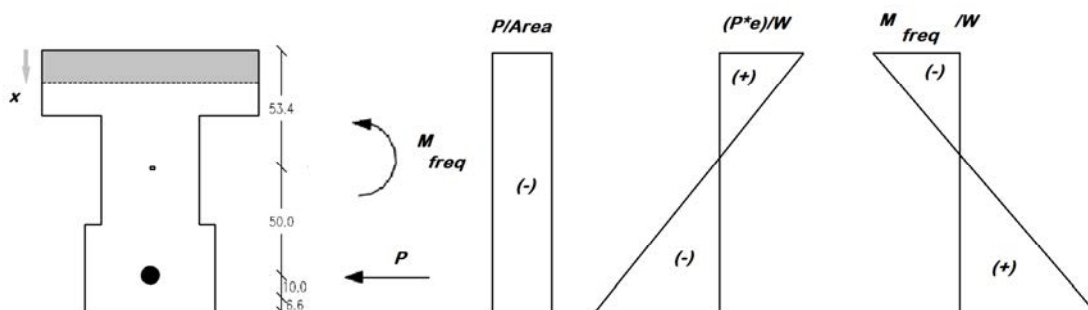


Figura 6.17: Diagrama de tensões na secção de meio vão das vigas pré-esforçadas da actuação conjunta de momento flector e acção do pré-esforço P

Podemos ainda verificar que a secção do apoio não é condicionante:

$$2,9 \times 10^3 \geq -\frac{P}{0,765} - \frac{P \times 0,46}{0,10681} \times 0,534 + \frac{1658,90}{0,10681} \times 0,534 \Leftrightarrow P \geq 1495,36kN$$

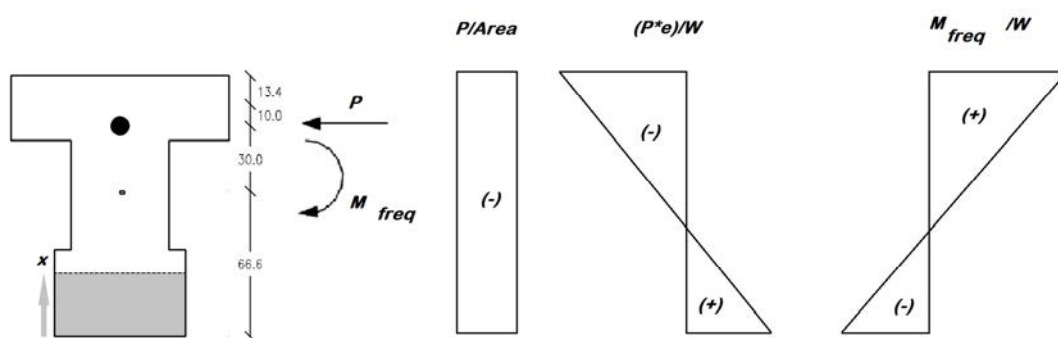


Figura 6.18: Diagrama de tensões na secção de apoio das vigas pré-esforçadas da actuação conjunta de momento flector e acção do pré-esforço P

Admitindo 10% de perdas imediatas e 15% de perdas diferidas obtemos um pré-esforço máximo a aplicar de:

$$P_{m,t} = 2442,34kN \rightarrow P_{m0} = \frac{2442,34}{0,85} \Rightarrow P_{max} = \frac{2873,34}{0,9} = 3192,60kN \quad (6.14)$$

Em que:

$P_{m,t}$ Pré-esforço após perdas imediatas e perdas diferidas

P_{m0} Pré-esforço após perdas imediatas

P_{max} Pré-esforço inicial

O EC2 limita a máxima força a aplicar num cabo de pré-esforço através da condição seguinte:

$$P_{max} = A_p \times \sigma_{p,max} \quad (6.15)$$

$$\sigma_{p,max} = \min(k_1 f_{pk}; k_2 f_{p0,1k}) \quad e \quad k_1 = 0,8 \text{ e } k_2 = 0,9 \quad (6.16)$$

Em que:

A_p	Área da secção transversal da armadura de pré-esforço
$\sigma_{p,max}$	Tensão máxima aplicada à armadura de pré-esforço
f_{pk}	Resistência á tracção da armadura de pré-esforço
$f_{p0,1k}$	Tensão limite convencional de proporcionalidade a 0,1%

Assim:

$$\sigma_{p,max} = \min(0,8 \times 1860; 0,9 \times 1680) = 1488 MPa$$

$$P_{max} = A_p \times \sigma_{p,max} \Rightarrow 3192,60 \leq A_p \times 1488 \times 10^3 \Leftrightarrow A_p \geq 21,5 \times 10^{-4} m^2$$

Foram usados cordões 0,6''N com $1,4 \text{ cm}^2$ de área para dimensionamento do pré-esforço, pelo que são necessários 16 cordões para garantir uma tensão inferior a $\sigma_{p,max}$.

$$n^o \text{ cordões} = \frac{21,5}{1,4} = 15,3 \rightarrow 16 \text{ cordões} \rightarrow A_p = 22,4 \text{ cm}^2$$

$$P_{max} = 22,4 \times 10^{-4} \times 1488 \times 10^3 = 3333,12 kN$$

Foram adoptados dois cabos de pré-esforço com 8 cordões cada.

Pré-dimensionamento do pré-esforço das vigas:

- V 6-7
- V 6-8

Foi assumido nesta fase de dimensionamento a colocação de pilares interiores no piso 7, que por sua vez vão descarregar nas vigas pré-esforçadas do piso 6, alterando significativamente o dimensionamento do pré-esforço.

O objectivo passa por oferecer alguma rigidez às vigas V 7-7 e V 7-8, de modo a evitar a necessidade de aplicação de pré-esforço na cobertura.

Foi admitido uma secção e um traçado de pré-esforço parabólico idênticos à solução descrita no ponto anterior, mas com uma força P_{max} com base no novo diagrama de momentos na combinação ELS1.

Os pilares foram dimensionados com base na largura da viga de cobertura a que servem de apoio, respectivamente.

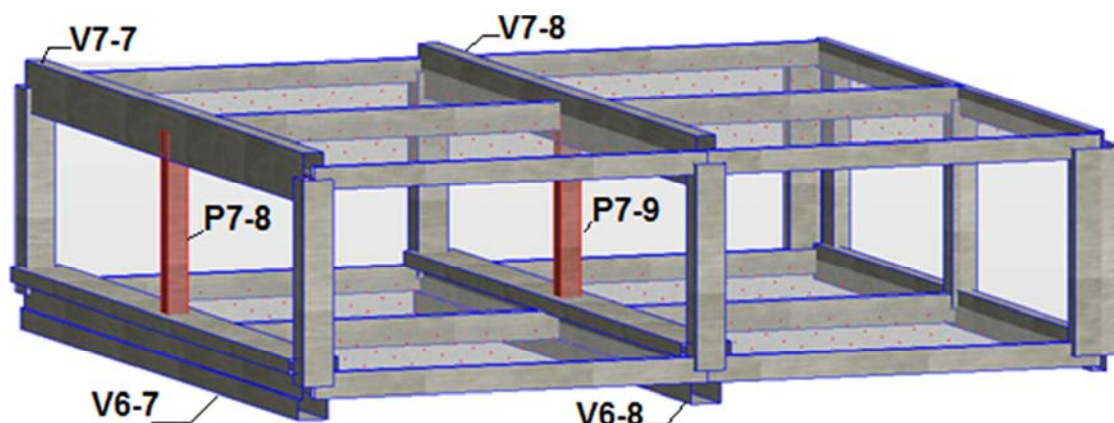


Figura 6.19: Pilares a introduzir no piso 7 e a ser suportados pelas vigas pré-esforçadas do piso 6

- P7-8: secção quadrada com lado 40cm
- P7-9: secção quadrada com lado 40cm

Na Figura 6.20 e na Figura 6.21 podemos analisar o diagrama de momentos de V 6-7 na combinação ELS1 e devido á actuação de pré-esforço unitário.

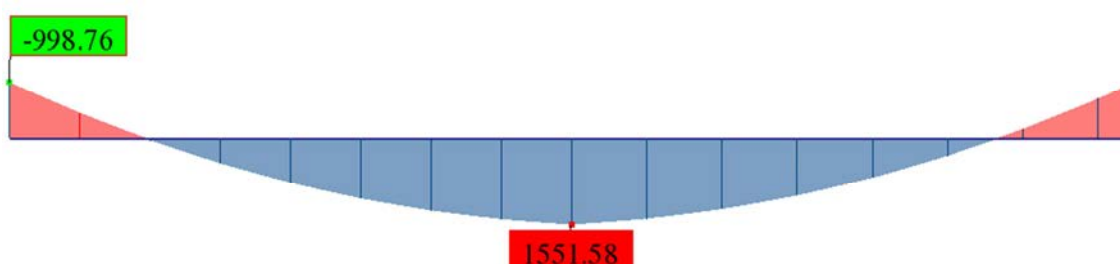


Figura 6.20: Diagrama de momentos de V6-7 na combinação de ELS1

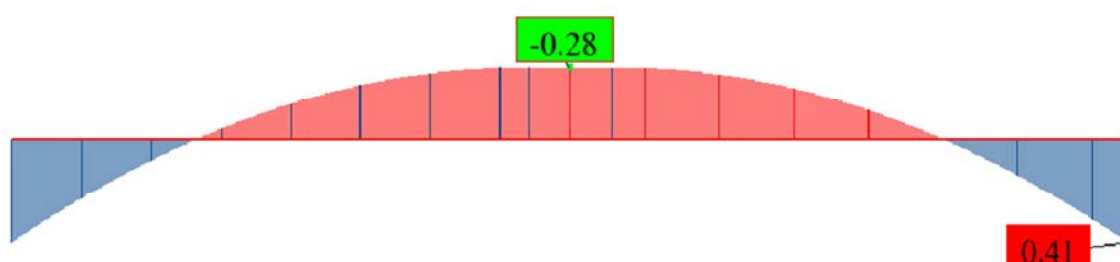


Figura 6.21: Diagrama de momentos de V6-7 devido a pré-esforço unitário

Cálculo do pré-esforço para a secção de meio vão:

$$2,9 \times 10^3 \geq -\frac{P}{0,765} - \frac{P \times 0,28}{0,10681} \times 0,666 + \frac{1551,58}{0,10681} \times 0,666 \Leftrightarrow P \geq 2218,96kN$$

$$P_{m,t} = 2218,96kN \rightarrow P_{m0} = \frac{2218,96}{0,85} = 2610,54 \rightarrow P_{max} = \frac{2610,54}{0,9} = 2900,60kN$$

$$P_{max} = A_p \times \sigma_{p,max} \Rightarrow 2900,60 \leq A_p \times 1488 \times 10^3 \Leftrightarrow A_p \geq 19,5 \times 10^{-4} m^2$$

$$n^{\circ} \text{ cordões} = \frac{19,5}{1,4} = 13,9 \rightarrow 14 \text{ cordões} \rightarrow A_p = 19,6 cm^2 \rightarrow P_{max} = 2916,48 kN$$

Na Figura 6.22 e na Figura 6.23 podemos analisar o diagrama de momentos de V 6-8 na combinação ELS1 e o diagrama de momentos de V 6-7 devido a pré-esforço unitário.

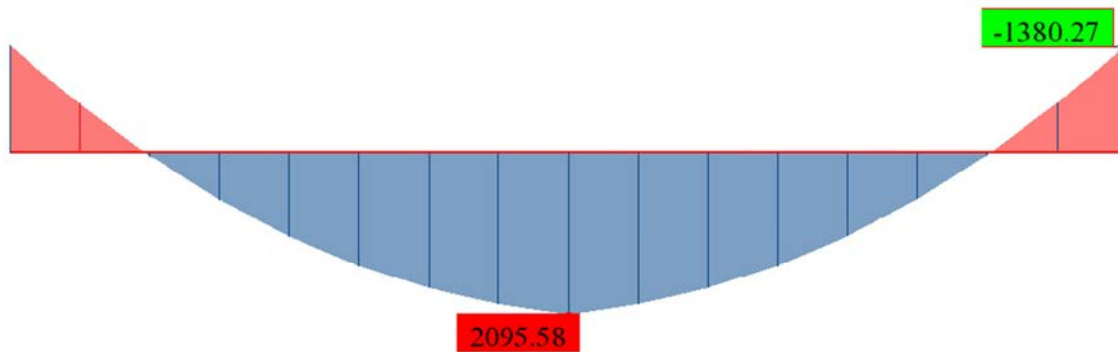


Figura 6.22: Diagrama de momentos de V 6-8 devido na combinação ELS1

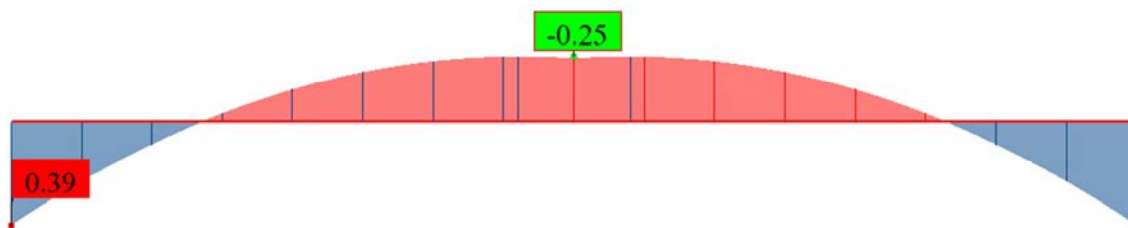


Figura 6.23: Diagrama de momentos de V 6-8 devido á actuação de pré-esforço unitário

Cálculo do pré-esforço para a secção de meio vão:

$$2,9 \times 10^3 \geq -\frac{P}{0,765} - \frac{P \times 0,25}{0,10681} \times 0,666 + \frac{2095,58}{0,10681} \times 0,666 \Leftrightarrow P \geq 3547,31 kN$$

$$P_{m,t} = 3547,31 kN \rightarrow P_{m0} = \frac{3547,31}{0,85} = 4173,31 \rightarrow P_{max} = \frac{4173,31}{0,9} = 4637,01 kN$$

$$P_{max} = A_p \times \sigma_{p,max} \Rightarrow 4637,01 \leq A_p \times 1488 \times 10^3 \Leftrightarrow A_p \geq 31,2 \times 10^{-4} m^2$$

$$n^{\circ} \text{ cordões} = \frac{31,2}{1,4} = 22,3 \rightarrow 23 \text{ cordões} \rightarrow A_p = 32,2 cm^2 \rightarrow P_{max} = 4791,36 kN$$

6.10 PERDAS INSTANTÂNEAS DE PRÉ-ESFORÇO

Cálculo das perdas instantâneas de pré-esforço da viga V 1-12

6.10.1 PERDAS POR ATRITO

O EC2 permite calcular as perdas de atrito a uma distância x da extremidade através da equação 6.17 (Appleton, 2007).

$$\Delta P_{\mu}(x) = P_{max}(1 - e^{-\mu(\theta + kx)}) \rightarrow P_{m0}(x) = P_{max} \times e^{-\mu(\theta + kx)} \quad (6.17)$$

Em que:

- θ Soma dos desvios angulares ao longo de um comprimento x
- μ Coeficiente de atrito entre a armadura de pré-esforço e a sua bainha (foi admitido $\mu = 0,20$)
- k Desvio angular parasita para as armaduras interiores (foi admitido $k=0,005$)
- x Distância do ponto de aplicação do pré-esforço (zona de ancoragem)

No Quadro 6.3 podemos atentar nos valores de pré-esforço obtidos após perdas por atrito.

Quadro 6.3: Perdas de pré-esforço por atrito

Secção	x (m)	tg(α)	θ	P (kN)	ΔP (kN)	$\Delta P\%$
1º Apoio	0	0,2	0	3333,12	0	0
Meio vão	8	0	0,2	3176,91	156,21	4,7
2º Apoio	16	0,2	0,4	3028,02	305,1	9,1

6.10.2 PERDAS POR REENTRADA NAS CUNHAS

As perdas por reentrada nas cunhas dão-se devido ao deslocamento das armaduras que ocorre nessa zona, e que provocam perdas de tensão ao longo de um determinado comprimento L (Appleton, 2007).

Se admitirmos que o diagrama das perdas por atrito é linear então temos que:

$$\sigma = \frac{\Delta P}{A_p} = \varepsilon_p \times E_p \Leftrightarrow \varepsilon_p = \frac{\Delta P}{A_p \times E_p} \quad (6.18)$$

$$\varepsilon_p = \frac{\Delta L}{L} \quad (6.19)$$

$$\Delta P = p \times L \quad (6.20)$$

Em que:

σ	Representa a variação de tensão na armadura de pré-esforço devido é reentrada nas cunhas
ε_p	Representa a extensão de pré-esforço
Δ_p	Representa a perda de pré-esforço na ancoragem
E_p	Representa o módulo de elasticidade do pré-esforço
Δ_L	Representa a deslocamento total do cabo
p	Representa a perda de atrito por metro de comprimento

Com base nas equações 6.18,6.19 e 6.20 obtemos:

$$L = \sqrt{\frac{\Delta L \times A_p \times E_p}{p}} \quad (6.21)$$

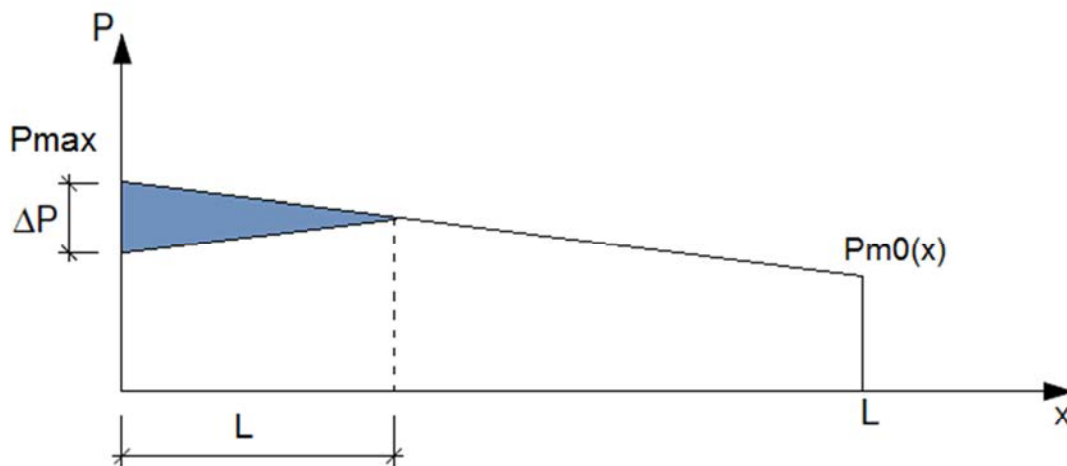


Figura 6.24: Perdas de pré-esforço por atrito e reentrada nas cunhas

Admitindo $\Delta L = 0,006m$:

$$p = \frac{333,12 - 3176,91}{8} = 19,53$$

$$L = \sqrt{\frac{0,006 \times 22,4 \times 195 \times 10^6}{19,53}} = 11,58m$$

$$\Delta P = 19,53 \times 11,58 \times 2 = 452,31kN$$

Na Figura 6.25 podemos analisar as perdas por atrito e por reentrada nas cunhas da viga V1-12

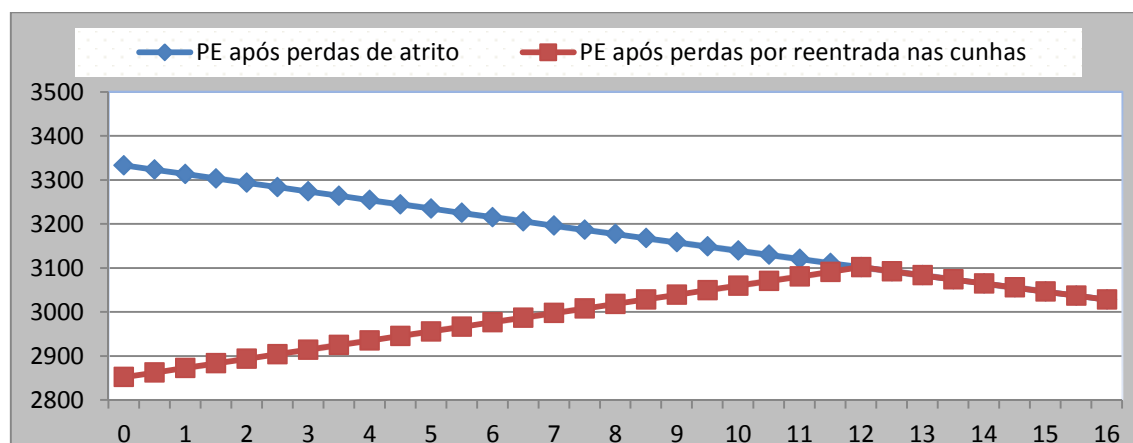


Figura 6.25: Gráfico de Perdas de pré-esforço por atrito e reentrada nas cunhas

6.10.3 PERDAS POR DEFORMAÇÃO INSTANTÂNEA DO BETÃO

Segundo o EC2, a perda por deformação instantânea pode ser obtida através da expressão 6.22 (Appleton, 2007).

$$\Delta P_{el} = A_p \times E_p \times \sum \left[\frac{j \times \Delta \sigma(t)}{E_{cm}(t)} \right] \quad e \quad j = \frac{n-1}{n} \quad (6.22)$$

$\Delta \sigma(t)$ Tensão no betão ao nível do centro de gravidade dos cabos de pré-esforço, com a acção do pré-esforço após as perdas por atrito e por reentrada nas cunhas.

n Representa o número de armaduras idênticas sucessivamente traccionadas (considerou-se que ambos os cabos foram traccionados ao mesmo tempo).

E_{cm} Módulo de elasticidade secante do betão

Cálculo das perdas por deformação instantânea do betão para a secção de meio vão da viga V1-12



Figura 6.26: Diagrama de momentos de V 1-12 devido à actuação das cargas permanentes.

Pré-esforço após perdas de atrito e reentrada nas cunhas:

$$P = 3333,12 - 452,31 + 19,53 \times 8 = 3037,05 \text{ kN}$$

Tensão no betão ao nível do centro de gravidade das armaduras de pré-esforço após perdas de atrito e de reentrada nas cunhas:

$$\sigma_c = -\frac{3037,05}{0,765} - \frac{3037,05 \times 0,31}{0,10681} \times 0,5 + \frac{1534,83}{0,10681} \times 0,5 \Leftrightarrow \sigma_c = -1192,43 \text{ kPa}$$

Perdas por deformação instantânea:

$$j = \frac{2-1}{2 \times 2} \rightarrow \Delta P_{el} = 22,4 \times 10^{-4} \times 195 \times 10^6 \times \left[\frac{\frac{1}{4} \times 1192,43}{33 \times 10^6} \right] = 3,95 \text{ kN}$$

$$P_{m0} = 3037,05 - 3,95 = 3033,10 \text{ kN}$$

$$\sum \text{perdas imediatas} = 3333,12 - 3033,10 = 300,02 \text{ kN} \rightarrow 9,0\% \text{ de perdas}$$

Cálculo das perdas por deformação instantânea do betão para a secção do 1ºapoio:

Pré-esforço após perdas de atrito e reentrada nas cunhas:

$$P = 3333,12 - 452,31 = 2880,81 \text{ kN}$$

Tensão no betão ao nível do centro de gravidade das armaduras de pré-esforço após perdas de atrito e de reentrada nas cunhas:

$$\sigma_c = -\frac{2880,81}{0,765} - \frac{2880,81 \times 0,46}{0,10681} \times 0,3 + \frac{1465,01}{0,10681} \times 0,3 \Leftrightarrow \sigma_c = -3373,00 \text{ kPa}$$

Perdas por deformação instantânea:

$$j = \frac{2-1}{2 \times 2} \rightarrow \Delta P_{el} = 22,4 \times 10^{-4} \times 195 \times 10^6 \times \left[\frac{\frac{1}{4} \times 3373,00}{33 \times 10^6} \right] = 11,16 \text{ kN}$$

$$P_{m0} = 2880,81 - 11,16 = 2869,65 \text{ kN}$$

$$\sum \text{perdas imediatas} = 3333,12 - 2869,65 = 463,65 \text{ kN} \rightarrow 13,9\% \text{ de perdas}$$

Cálculo das perdas por deformação instantânea do betão para a secção do 2ºapoio da viga V1-12

Pré-esforço após perdas de atrito e reentrada nas cunhas:

$$P = 3333,12 - 19,53 \times 16 = 3020,64 \text{ kN}$$

Tensão no betão ao nível do centro de gravidade das armaduras de pré-esforço após perdas de atrito e de reentrada nas cunhas:

$$\sigma_c = -\frac{3020,64}{0,765} - \frac{3020,64 \times 0,46}{0,10681} \times 0,3 + \frac{1465,01}{0,10681} \times 0,3 \Leftrightarrow \sigma_c = -3736,50 \text{ kPa}$$

Perdas por deformação instantânea:

$$j = \frac{2-1}{2 \times 2} \rightarrow \Delta P_{el} = 22,4 \times 10^{-4} \times 195 \times 10^6 \times \left[\frac{\frac{1}{4} \times 3736,50}{33 \times 10^6} \right] = 12,36 \text{ kN}$$

$$P_{m0} = 3020,64 - 12,36 = 3008,28 \text{ kN}$$

$$\sum \text{perdas imediatas} = 3333,12 - 3008,28 = 324,84 \text{ kN} \rightarrow 9,7\% \text{ de perdas}$$

6.11 PERDAS DIFERIDAS

6.11.1 PERDAS POR RETRACÇÃO

$$\Delta \sigma = E_p \times \varepsilon_{cs} \Leftrightarrow \frac{\Delta P}{A_p} = E_p \times \varepsilon_{cs} \Leftrightarrow \Delta P = E_p \times \varepsilon_{cs} \times A_p \quad (6.23)$$

ε_{cs} Extensão de retracção do betão (foi admitido $\varepsilon_{cs} = 3,0 \times 10^{-4}$)

$$\Delta P = 195 \times 10^6 \times 3,0 \times 10^{-4} \times 22,4 \times 10^{-4} = 131,04 \text{ kN}$$

6.11.2 PERDAS POR FLUÊNCIA

As perdas por fluência podem ser calculadas com base na equação 6.25 (Appleton, 2007)..

$$\varepsilon_c = \frac{\sigma_c \times \varphi_c}{E_{cm}} \quad (6.24)$$

$$\Delta \sigma = E_p \times \varepsilon_c \Leftrightarrow \frac{\Delta P}{A_p} = E_p \times \varepsilon_c \Leftrightarrow \Delta P = E_p \times A_p \times \frac{\sigma_c \times \varphi_c}{E_{cm}} \quad (6.25)$$

σ_c Tensão no betão ao nível da armadura de pré-esforço após todas as perdas imediatas

ε_c Extensão no betão ao nível da armadura de pré-esforço

φ_c Coeficiente de fluência do betão

ΔP Perdas de pré-esforço por fluência

Cálculo das perdas de pré-esforço por fluência a meio vão de V 1-12:

$$\sigma_c = -\frac{3033,10}{0,765} - \frac{3033,10 \times 0,31}{0,10681} \times 0,5 + \frac{1534,83}{0,10681} \times 0,5 \Leftrightarrow \sigma_c = -1181,53 \text{ kPa}$$

$$\Delta P = 195 \times 10^6 \times 22,4 \times 10^{-4} \times \frac{1181,53 \times 2,5}{33 \times 10^6} = 39,10kN$$

Cálculo das perdas de pré-esforço por fluência no 1ºapoio de V 1-12:

$$\sigma_c = -\frac{2869,65}{0,765} - \frac{2869,65 \times 0,46}{0,10681} \times 0,3 + \frac{1465,01}{0,10681} \times 0,3 \Leftrightarrow \sigma_c = -3343,99kPa$$

$$\Delta P = 195 \times 10^6 \times 22,4 \times 10^{-4} \times \frac{3343,99 \times 2,5}{33 \times 10^6} = 110,66kN$$

Cálculo das perdas de pré-esforço por fluência no 2ºapoio de V 1-12:

$$\sigma_c = -\frac{3008,28}{0,765} - \frac{3008,28 \times 0,46}{0,10681} \times 0,3 + \frac{1465,01}{0,10681} \times 0,3 \Leftrightarrow \sigma_c = -3704,32kPa$$

$$\Delta P = 195 \times 10^6 \times 22,4 \times 10^{-4} \times \frac{3704,32 \times 2,5}{33 \times 10^6} = 122,58kN$$

6.11.3 PERDAS POR RELAXAÇÃO

Segundo o EC2, consoante o tipo de relaxação, o aço pode ser considerado como:

- Classe 1: aço em fio ou cordão, com relaxação normal ($\rho_{1000}=8\%$)
- Classe 2: aço em fio ou cordão, com baixa relaxação ($\rho_{1000}=2,5\%$)
- Classe 3: aço em barra ($\rho_{1000}=4\%$)

ρ_{1000} Representa a perda (em percentagem) por relaxação às 1000 horas, de um provete mantido à temperatura constante de 20°C e tensionado a 70% da rotura.

A perda total por relaxação pode ser obtida através das equações 6.26 e 6.27.

$$\Delta\sigma_r = 0,8 \times 0,66 \times \rho_{1000} \times e^{9,1\mu} \times \left(\frac{t}{1000}\right)^{0,75(1-\mu)} \times \sigma_{pi} \times 10^{-8} \quad e \quad \mu = \frac{\sigma_{pi}}{f_{pk}} \quad (6.26)$$

$$\Delta P = \Delta\sigma_r \times A_p \quad (6.27)$$

Em que:

t É o nº de horas até ser atingido o tempo em que se pretende calcular as perdas por relaxação (pode ser considerado t=500000 horas)

σ_{pi} É a tensão instalada na armadura de pré-esforço sob a acção das cargas permanentes e o pré-esforço após perdas imediatas

$\Delta\sigma_r$ Representa a perda de tensão na armadura de pré-esforço devido à relaxação

Cálculo da perda de pré-esforço a meio vão por relaxação:

$$\sigma_{pi} = \frac{3033,10}{22,4 \times 10^{-4}} = 1354,06 \times 10^3 kPa$$

$$\mu = \frac{1354,06}{1860 \times 10^3} = 0,73$$

$$\Delta\sigma_r = 48,28 MPa \rightarrow \Delta P = 108,21 kN$$

$$\sum \text{perdas diferidas} = 131,04 + 39,10 + 108,15 = 278,3 kN \rightarrow 9,2\% \text{ de perdas diferidas}$$

Cálculo da perda de pré-esforço no 1º apoio por relaxação:

$$\sigma_{pi} = \frac{2869,65}{22,4 \times 10^{-4}} = 1281,09 \times 10^3 KPa$$

$$\mu = \frac{1281,09}{1860 \times 10^3} = 0,73$$

$$\Delta\sigma_r = 38,25 MPa \rightarrow \Delta P = 85,68 kN$$

$$\sum \text{perdas diferidas} = 131,04 + 110,66 + 85,68 = 327,38 kN \rightarrow 10,8\% \text{ de perdas diferidas}$$

Cálculo da perda de pré-esforço no 2º apoio por relaxação:

$$\sigma_{pi} = \frac{3008,28}{22,4 \times 10^{-4}} = 1342,98 \times 10^3 kPa$$

$$\mu = \frac{1342,98}{1860 \times 10^3} = 0,72$$

$$\Delta\sigma_r = 45,81 \rightarrow \Delta P = 102,61 kN$$

$$\sum \text{perdas diferidas} = 131,04 + 122,58 + 102,61 = 356,23 kN \rightarrow 11,8\% \text{ de perdas diferidas}$$

Uma vez que o somatório das perdas reais são inferiores às perdas estimadas está garantida a condição de não fendilhação. No entanto, não deixa de ser importante salientar, que ainda que seja a secção de meio vão a secção condicionante, as perdas imediatas e diferidas de pré-esforço são substancialmente maiores nos apoios da viga.

Com base numa folha de cálculo em Excel foram calculadas as perdas de pré-esforço de todas as vigas pré-esforçadas e que podem ser consultadas no Anexo A.

6.12 VERIFICAÇÃO DE SEGURANÇA EM ESTADO LIMITE ÚLTIMO

A verificação de segurança em estado limite último pode ser realizada de duas formas:

- Pré-esforço do lado da resistência, isto é, para realizar o equilíbrio de forças na secção admite-se que a armadura de pré-esforço não se encontra tensionada, estando disponível, na sua totalidade, para resistir ao momento flector.
- Pré-esforço do lado da acção, isto é, a armadura de pré-esforço encontra-se tensionada pela força de pré-esforço, pelo que para realizar o equilíbrio de forças na secção é necessário ter em conta a diferença entre a tensão de cedência de cálculo da armadura e a tensão na mesma devido à acção de pré-esforço.

Foi adoptado o segundo método, sendo que a força de pré-esforço inserida em cada viga no modelo realizado no ROBOT, foi a menor força de pré-esforço registada entre as três secções analisadas, após todas as perdas imediatas e diferidas.

6.12.1 CÁLCULO DA ARMADURA ORDINÁRIA A MEIO VÃO DA VIGA V1-12

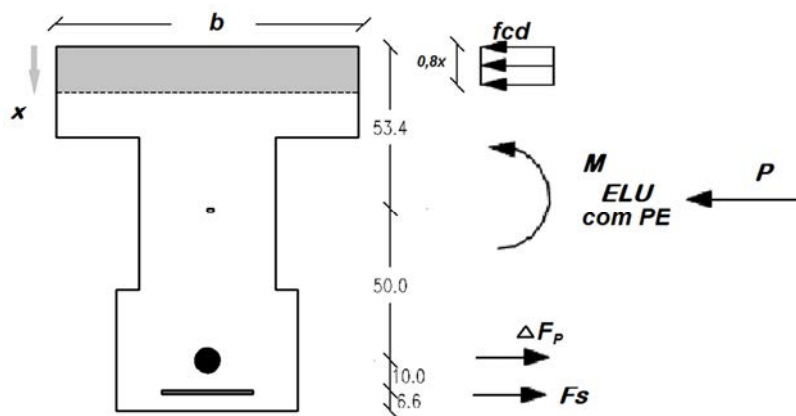


Figura 6.27: Esquema de forças equivalentes à acção de pré-esforço aplicado no centro de gravidade da secção de meio vão

Diagrama da envolvente de momentos (ELU1-ELU9):

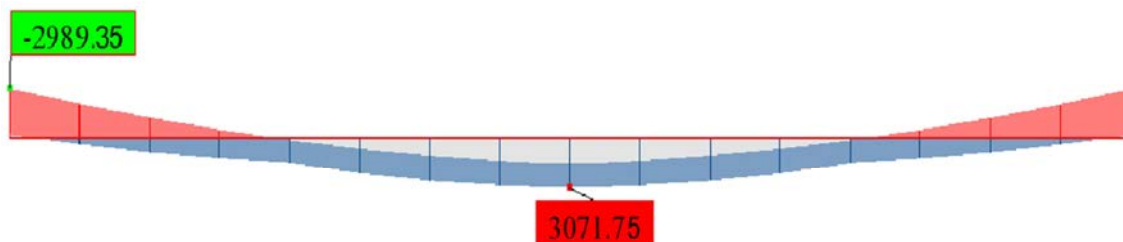


Figura 6.28: Diagrama de momentos envolvente das combinações de ELU sem actuação de pré-esforço

$$\begin{cases} \sum F = 0 \\ \sum M_{As} = 0 \end{cases} \Leftrightarrow \begin{cases} P = 0,8x \times b \times f_{cd} - F_s - \Delta F_p \\ M_{ELU} - M_p + P \times d_{cs} = 0,8x \times b \times f_{cd} \times d_c - \Delta F_p \times d_p \end{cases} \quad (6.28)$$

P Força de pré-esforço aplicada na secção

M_p Momento provocado pela acção de pré-esforço

M_{ELU} Momento máximo de estado limite último sem a acção do pré-esforço

- d_{cs} Distância entre a força de pré-esforço aplicada no centro de gravidade da secção à armadura ordinária inferior
- ΔF_p Parcela da força de pré-esforço resistente sobranete, calculada com base na diferença entre a tensão de cedência da armadura de pré-esforço e a tensão provocada pela força de pré-esforço P
- d_p Distância da armadura de pré-esforço à armadura ordinária inferior

$$\Delta F_p = \left(\frac{1680 \times 10^3}{1,15} - \frac{2758,73}{22,4 \times 10^{-4}} \right) \times 22,4 \times 10^{-4} = 523,62 kN$$

$$\begin{cases} 2758,73 = 0,8x \times 20000 \times 1,0 - A_s \times 435000 - 523,62 \\ 3071,75 - 2758,73 \times 0,31 + 2758,73 \times 0,6 = 0,8x \times 1,0 \times 20000 \times (1,134 - 0,4x) - 523,62 \times 0,010 \end{cases}$$

$$\Leftrightarrow \begin{cases} A_s = 11,6 \times 10^{-4} m^2 \\ x = 0,236 m \end{cases}$$

6.12.2 CÁLCULO DA ARMADURA ORDINÁRIA NO 1º APOIO DA VIGA V1-12

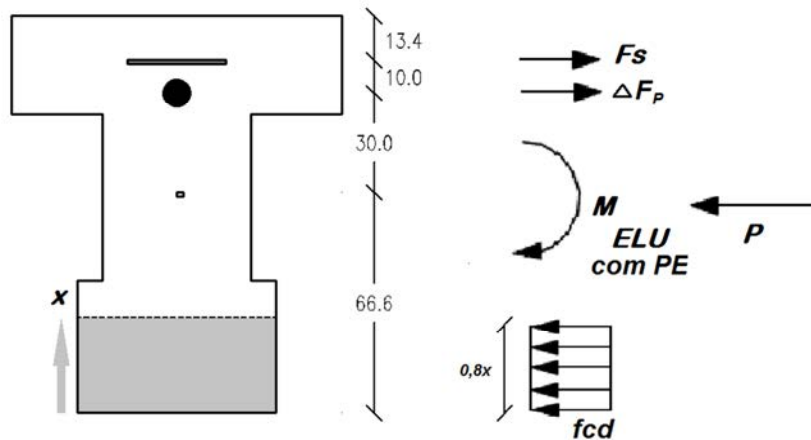


Figura 6.29: Esquema de forças equivalentes da secção do apoio

$$\Delta F_p = \left(\frac{1680 \times 10^3}{1,15} - \frac{2542,27}{22,4 \times 10^{-4}} \right) \times 22,4 \times 10^{-4} = 730,08 kN$$

$$\begin{cases} 2542,27 = 0,8x \times 20000 \times 0,6 - A_s \times 435000 - 730,08 \\ 2989,35 - 2542,27 \times 0,46 + 2542,27 \times 0,4 = 0,8x \times 1,0 \times 20000 \times (1,066 - 0,4x) - 730,08 \times 0,010 \end{cases}$$

$$\Leftrightarrow \begin{cases} A_s = -3,7 \times 10^{-4} m^2 \\ x = 0,324 m \end{cases}$$

Não é necessária armadura de flexão

6.12.3 CÁLCULO DA ARMADURA ORDINÁRIA NO 2º APOIO DA VIGA V1-12

$$\Delta F_P = \left(\frac{1680 \times 10^3}{1,15} - \frac{2652,05}{22,4 \times 10^{-4}} \right) \times 22,4 \times 10^{-4} = 620,30 \text{ kN}$$

$$\begin{cases} 2652,05 = 0,8x \times 20000 \times 0,6 - A_s \times 435000 - 620,30 \\ 2989,35 - 2652,05 \times 0,46 + 2652,05 \times 0,4 = 0,8x \times 1,0 \times 20000 \times (1,066 - 0,4x) - 620,30 \times 0,010 \end{cases}$$

$$\Leftrightarrow \begin{cases} A_s = -3,7 \times 10^{-4} \text{ m}^2 \\ x = 0,324 \text{ m} \end{cases}$$

Não é necessária armadura de flexão

6.12.4 VERIFICAÇÃO DA HIPÓTESE DE CEDÊNCIA DAS ARMADURAS A MEIO VÃO

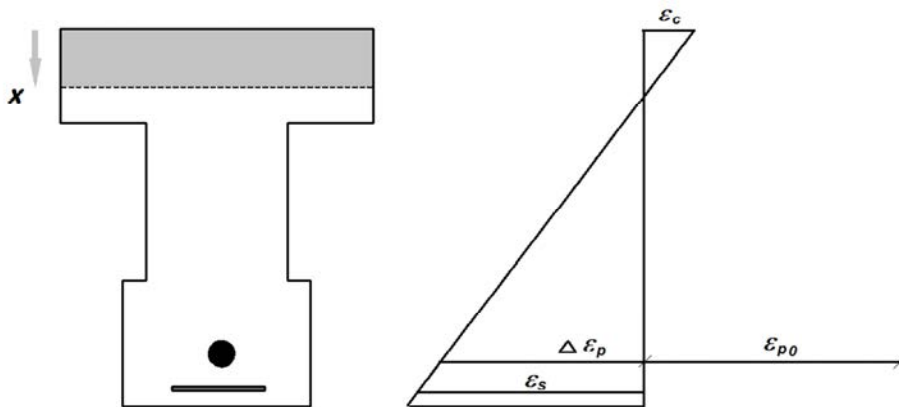


Figura 6.30 Diagrama de extensões na secção de meio vão

Se admitirmos a rotura pelo betão:

$$\varepsilon_c = 3,5\text{‰} \rightarrow \varepsilon_s = \frac{3,5}{0,236} \times (1,134 - 0,236) = 13,32\text{‰} > 10$$

A rotura dá-se pelo aço.

$$\varepsilon_s = 10\text{‰} \rightarrow \varepsilon_c = \frac{10}{(1,134 - 0,236)} \times 0,236 = 2,63\text{‰}$$

Verificação da hipótese de cedência da armadura de pré-esforço:

$$\varepsilon_{cP} = \frac{f_{p0,1k}/1,15}{E_P} \quad (6.29)$$

$$\varepsilon_P = \Delta\varepsilon_P + \varepsilon_{P0} \quad \text{e} \quad \varepsilon_{P0} = \frac{P}{E_P \times A_P} \quad (6.30)$$

Em que:

ε_{cp}	Extensão de cedência do pré-esforço
ε_p	Extensão do pré-esforço
$\Delta\varepsilon_p$	Variação da extensão do pré esforço sob acção dos esforços em estado limite último
ε_{p0}	Extensão de pré-esforço inicial

$$\varepsilon_{cp} = \frac{1680 \times 10^3 / 1,15}{195 \times 10^3} = 7,49\text{‰}$$

$$\varepsilon_p = \frac{10}{(1,034 - x)} \times (1,034 - 0,10 - x) + \frac{2758,53}{195 \times 10^6 \times 22,4 \times 10^{-4}}$$

$$\varepsilon_p = 8,89 + 6,32 = 15,21\text{‰} \geq 7,4\text{‰}$$

O pré-esforço entra em cedência.

6.12.5 VERIFICAÇÃO DA HIPÓTESE DE CEDÊNCIA DAS ARMADURAS NO 1º APOIO

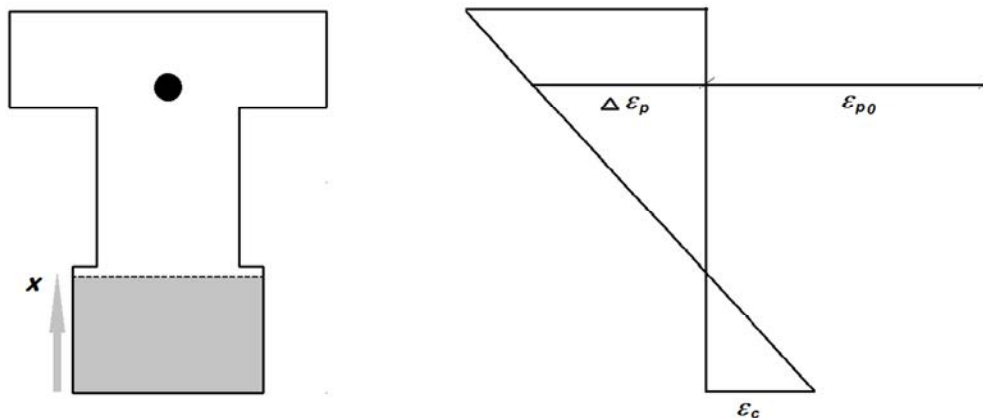


Figura 6.31 Diagrama de extensões na secção do apoio

Se admitirmos a rotura pelo betão e tendo em conta que não é necessário armadura ordinária de flexão:

$$\varepsilon_c = 3,5\text{‰} \rightarrow \Delta\varepsilon_p = \frac{3,5}{0,324} \times (1,066 - 0,324) = 8,02\text{‰}$$

Verificação da hipótese de cedência da armadura de pré-esforço:

$$\varepsilon_p = \Delta\varepsilon_p + \varepsilon_{p0} = \frac{10}{(1,034 - x)} \times (1,034 - 0,10 - x) + \frac{2758,53}{195 \times 10^6 \times 22,4 \times 10^{-4}} = 14,47\text{‰} > 7,49\text{‰}$$

Na verdade, esta verificação não era necessária uma vez que a extensão do pré-esforço $\Delta\varepsilon_p$, é superior à extensão de cedência do mesmo.

6.12.6 VERIFICAÇÃO DA HIPÓTESE DE CEDÊNCIA DAS ARMADURAS NO 2º APOIO

$$\varepsilon_c = 3,5\text{‰} \rightarrow \Delta\varepsilon_p = \frac{3,5}{0,324} \times (1,066 - 0,314) = 8,38\text{‰} > 7,49\text{‰}$$

A armadura de pré-esforço está em cedência.

6.12.7 CÁLCULO DE ARMADURA ORDINÁRIA DA VIGA V1-12 PARA FAZER FACE AOS MOMENTOS POSITIVOS NOS APOIOS NA ENVOLVENTE DAS COMBINAÇÕES DE ESTADO LIMITE ÚLTIMO

Após a aplicação do pré-esforço irão surgir momentos positivos nos apoios em estado limite último (ver Figura 6.32).

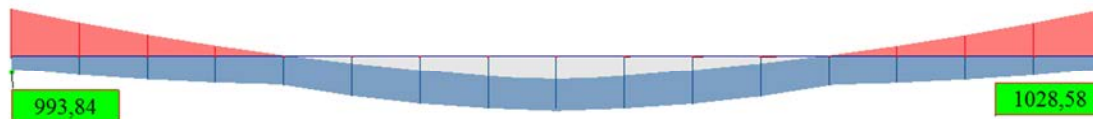


Figura 6.32: Diagrama de momentos envolvente das combinações de ELU com actuação de PE de V 1-12

6.12.8 CÁLCULO DE ARMADURA ORDINÁRIA PARA FAZER FACE AOS MOMENTOS POSITIVOS NO 1º APOIO

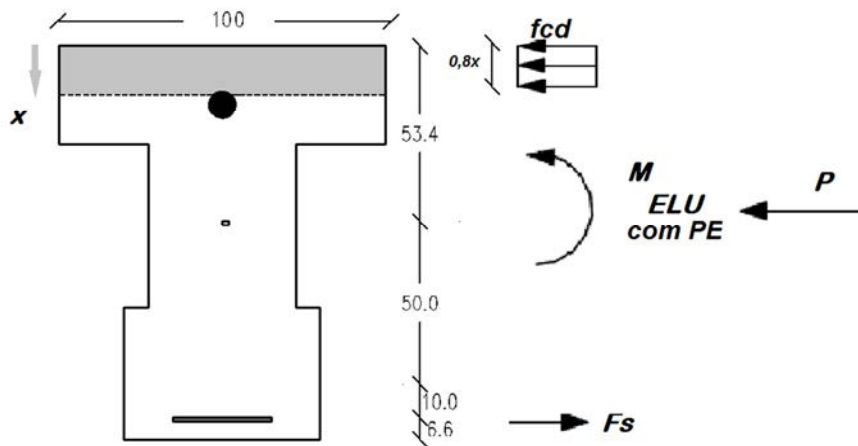


Figura 6.33: Esquema de forças equivalentes da secção do apoio com armadura inferior

$$\begin{cases} \sum F = 0 \\ \sum M_{As} = 0 \end{cases} \Leftrightarrow \begin{cases} P = 0,8x \times b \times f_{cd} - F_s + \Delta F_p \\ M_{ELU \text{ com PE}} + P \times d_{cs} = 0,8x \times b \times f_{cd} \times d_c + \Delta F_p \times d_p \end{cases}$$

$$\begin{cases} 2542,27 = 0,8x \times 20000 \times 1,0 - A_s \times 435000 + 730,08 \\ 993,84 + 2542,27 \times 0,60 = 0,8x \times 1,0 \times 20000 \times (1,134 - 0,4x) + 730,08 \times 1,0 \end{cases}$$

$$\Leftrightarrow \begin{cases} A_s = -4,0 \times 10^{-4} m^2 \\ x = 0,102m \end{cases}$$

Não precisa de armadura ordinária de flexão.

6.12.9 CÁLCULO DE ARMADURA ORDINÁRIA PARA FAZER FACE AOS MOMENTOS POSITIVOS NO 2º APOIO

$$\begin{cases} 2652,05 = 0,8x \times 20000 \times 1,0 - A_s \times 435000 + 620,30 \\ 993,84 + 2652,05 \times 0,60 = 0,8x \times 1,0 \times 20000 \times (1,134 - 0,4x) + 620,30 \times 1,0 \end{cases}$$

$$\Leftrightarrow \begin{cases} A_s = -5,2 \times 10^{-4} m^2 \\ x = 0,113m \end{cases}$$

Não precisa de armadura ordinária de flexão.

6.13 CÁLCULO DA ARMADURA TRANSVERSAL

O cálculo da armadura transversal foi realizado de acordo com o modelo de escoras e tirantes definido no EC2-6.2.3 (Appleton, 2007).

$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{V_{sd} - P \times \sin \alpha}{z \times \cot \theta \times f_{yd}} \quad e \quad z = 0,9d \quad (6.31)$$

Em que:

V_{sd}	Esforço transversal actuante
P	Força de pré-esforço
A_{sw}	Área da secção transversal das armaduras de esforço transversal
s	Espaçamento entre estribos
θ	Ângulo formado pela escora comprimida de betão com o eixo da viga
α	Ângulo formado pela armadura de esforço transversal com o eixo da viga
f_{yd}	Tensão de cedência das armaduras de esforço transversal

Considerando $\theta = 25^\circ$ e $\alpha = 90^\circ$ então temos que:

$$z \times \cot \theta = 0,9 \times 1,066 \times \cot(25) = 2,06m$$

Na Figura 6.34 podemos ver o diagrama da envolvente de esforço transversal em estado limite último com a acção do pré-esforço (ELU1-PE: ELU9-PE).

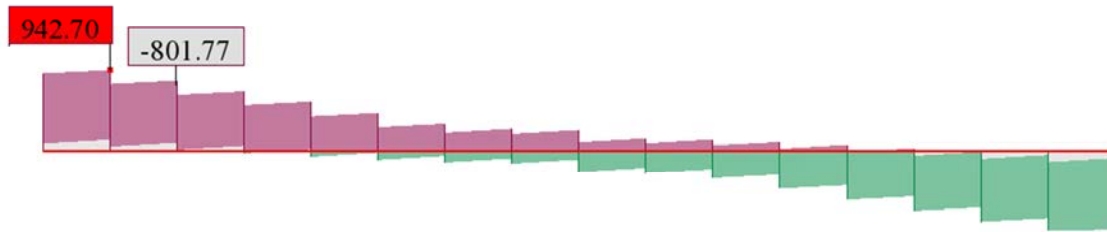


Figura 6.34: Diagrama da envolvente de esforço transverso em estado limite último com a acção do pré-esforço (ELU1-PE até ELU9-PE).

$$V_{sd}(z \times \cot \theta) = V_{sd}(2,06) = 801,77 \text{ kN}$$

$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{801,77}{2,06 \times 435000} = 8,95 \times 10^{-4}$$

Verificação da tensão de compressão nas bielas (σ_c):

$$\sigma_c = \frac{V_{sd} - P \sin \alpha}{z \times b_w \times \sin \theta \times \cos \theta} \leq 0,6 \times \left[1 - \frac{f_{ck}}{250} \right] \times f_{cd} \quad (6.32)$$

Em que:

b_w Representa a largura da alma da viga V1-12. Caso o somatório do diâmetro das bainhas de pré-esforço existentes num determinado nível seja superior a 1/8 da largura da secção a esse nível, deve considerar-se a largura a esse nível reduzida de metade da soma dos diâmetros das bainhas (Appleton, 2007).

$$b_w = 0,45 - \frac{0,080 + 0,080}{2} = 0,370 \text{ m}$$

$$\sigma_c = \frac{801,77}{0,9 \times 1,066 \times 0,370 \times \sin 25 \times \cos 25} = 4848,57 \text{ KPa} \leq 10560 \text{ KPa}$$

Armadura principal a colocar nos apoios de extremidade devido à acção do esforço transverso:

$$A_s = \frac{V_{sd} \times \cot \theta_1}{f_{yd}} \quad (6.33)$$

Admitindo $\theta_1 = 25^\circ$ então temos que:

$$A_s = \frac{801,77 \times \cot 25}{435000} = 0,395 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

6.14 VERIFICAÇÃO DE SEGURANÇA NAS ZONAS DAS ANCORAGENS

De acordo com o parágrafo 6.7 do EC2, o valor resistente de uma secção a uma força concentrada com uma distribuição uniforme numa determinada área, pode ser determinada através da expressão:

$$F_{Rdu} = A_{c0} \times f_{cd} \times \sqrt{\frac{A_{c1}}{A_{c0}}} \leq 3,0 \times f_{cd} \times A_{c0} \quad e \quad F_{Rdu} \geq 1,2P_{max} \quad (6.34)$$

F_{Rdu}	Máxima força de compressão a aplicar na zona da ancoragem
A_{c1}	Representa a maior área homotética da secção
A_{c0}	Representa a área da ancoragem
f_{cd}	Valor de cálculo da tensão de rotura do betão á compressão
P_{max}	Pré-esforço inicial

Foi necessário aumentar a largura do banzo superior na zona da ancoragem por forma a cumprir a condição anterior (ver Figura 6.35).

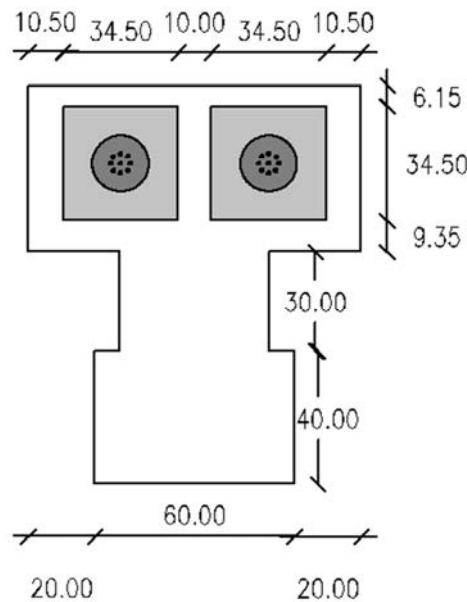


Figura 6.35: Secção das vigas pré-esforçadas na zona de ancoragem

Uma vez que as ancoragens estão muito próximas foi adoptado, por simplificação, que têm um funcionamento equivalente à aplicação de uma carga concentrada, tendo sido a área homotética calculada com base nesse mesmo pressuposto.

$$A_{c0} = 0,345^2 \times 2 = 0,24m^2$$

$$A_{c1} = (0,345 \times 2 + 0,10 + 0,105 \times 2) \times (0,0615 \times 2 + 0,345) = 0,47m^2$$

$$F_{Rdu} = 0,24 \times 20000 \times \sqrt{\frac{0,47}{0,24}} = 6717,14kN$$

$$F_{Rdu} \leq 3,0 \times 20000 \times 0,24 = 14400kN \quad e \quad F_{Rdu} \geq 1,2 \times 3333,12 = 3999,74kN$$

A secção verifica assim a segurança para o pré-esforço aplicado aos 28 dias de idade do betão.

6.15 EFEITO DO PRÉ-ESFORÇO EM ELEMENTOS HIPERESTÁTICOS

O pré-esforço funciona como uma deformação imposta, pelo que a sua aplicação em estruturas isostáticas não introduz esforços adicionais. O momento devido ao pré-esforço pode assim ser obtido através do produto da força aplicada pela distância ao centro geométrico da secção do elemento pré-esforçado.

Em estruturas hiperestáticas o pré-esforço provoca reacções adicionais na estrutura pelo que o momento total de pré-esforço é a soma dos momentos isostático e hiperestático.

Foi executado um estudo do pré-esforço hiperestático da viga.

O gráfico obtido com uma análise do pré-esforço (unitário) a cada 0,5 metros encontra-se na Figura 6.36.

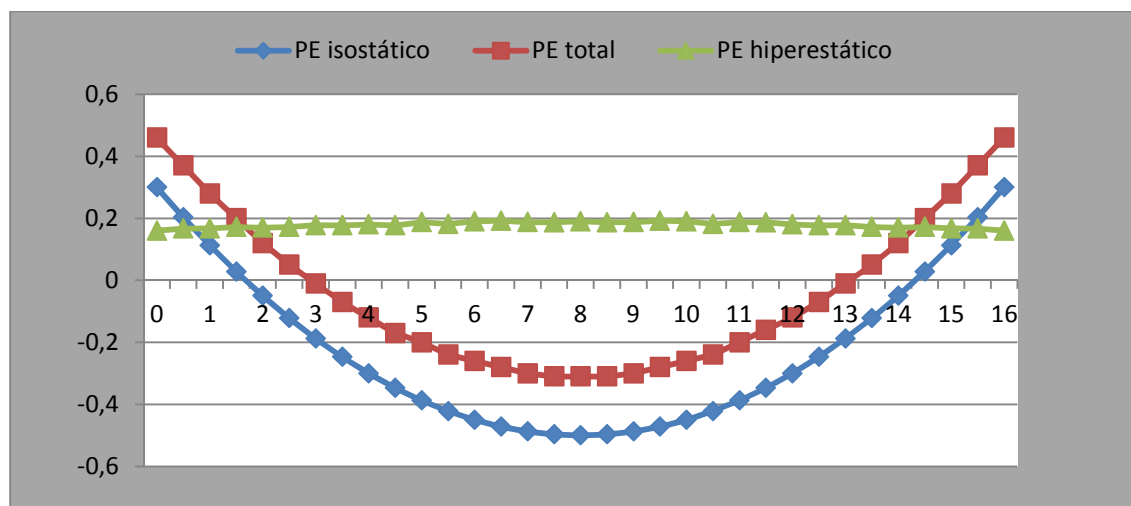


Figura 6.36 Digrama de momentos devido à acção de pré-esforço na viga V1-12

Ao contrário do que seria de esperar, o momento hiperestático não é totalmente linear.

A causa desta discrepância entre o resultado teórico esperado e diagrama obtido com o ROBOT, deve-se à distribuição das forças devidas à acção de pré-esforço pelos elementos de laje, que este último realiza.

Através do esforço axial da viga em estudo devido à força de pré-esforço unitário podemos ter uma ideia muito próxima da distribuição realizada.



Figura 6.37: Diagrama de esforço axial na viga V1-12 devido á aplicação de pré-esforço unitário

Parece óbvio que parte do pré-esforço aplicado seja distribuído pelos elementos de laje envolvente, uma vez que a viga funciona em conjunto com estes como um todo. Já o grau de distribuição do pré-esforço pelos elementos de laje pode ser muito discutível, e necessitaria de um estudo mais aprofundado, mas que extravasa o âmbito desta dissertação.

Foi adoptada a solução de redistribuição fornecida pelo ROBOT, que está do lado da segurança para o dimensionamento dos elementos de viga.

Todas as verificações de segurança das vigas pré-esforçadas encontram-se no Anexo A.

6.16 VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA EM ESTADOS LIMITES DE UTILIZAÇÃO

6.16.1 LIMITAÇÃO DAS TENSÕES A MEIO VÃO DA VIGA V1-12

Verificação da tensão de compressão no betão na combinação característica:

Tensão ao nível da fibra inferior:

$$\sigma_c = -\frac{P_{m,t}}{0,765} + \frac{M_{caract.}}{0,10681} \times 0,666 = -\frac{-2676}{0,765} + \frac{1366.35}{0,10681} \times 0,666 = 5021,66 \text{ kN}$$

Em que:

M_{caract} É o momento obtido a meio vão devido à acção da combinação característica com pré-esforço (ELS3-PE).

$P_{m,t}$ Pré-esforço após perdas imediatas e perdas diferidas

Sob o efeito da acção ELS3-PE, a secção de meio vão encontra-se no estado fendilhado, pelo que os valores a seguir apresentados tiveram de ser calculados com base em ábacos de cálculo em serviço. Para o efeito foi considerado que a viga tem geometria em T, com uma alma de espessura de 0,60mm. Foi ainda necessário, como é normal, homogeneizar a armadura de pré-esforço em armadura ordinária.

$$\sigma_{c,ábacos} = 14600,33 \text{ kPa} \leq 0,6 f_{ck}$$

Em que:

$\sigma_{c,\text{ábacos}}$ Representa a tensão no betão da secção de meio vão, na viga V1-12, obtida com ábacos no estado fendilhado

Verificação da tensão de compressão no betão na combinação quase permanente:

$$\sigma_c = -\frac{P_{m,t}}{0,765} + \frac{M_{qp}}{0,10681} \times 0,666 = -\frac{-2676}{0,765} + \frac{835,33}{0,10681} \times 0,666 = 1710,55 \text{ kPa} \leq 0,45 f_{ck}$$

Em que:

M_{qp} É o momento na secção de meio vão na combinação quase permanente (ELS2-PE)

Uma vez que o pré-esforço foi dimensionado com base na condição de não fendilhação do betão na combinação frequente, está também garantida a não fendilhação do betão na combinação quase permanente, uma vez que esta é menos condicionante.

Verificação da tensão na armadura ordinária:

$$\sigma_s = 135000 \text{ kPa} \leq 0,8 f_{yk}$$

σ_s Representa a tensão na armadura ordinária homogeneizada com a armadura de pré-esforço que ainda não foi solicitada pela acção de pré-esforço com base em ábacos.

Verificação da tensão na armadura de pré-esforço na combinação característica:

$$\sigma_p = \frac{P}{A_p} + \sigma_{p,\text{ábacos}} = \frac{2676}{22,4 \times 10^{-4}} + 135000 = 1329642 \text{ kPa} \leq 0,75 f_{pk}$$

Em que:

σ_p Representa a tensão na armadura de pré-esforço total com a secção fendilhada

A viga assegura o controlo de limitação de tensões na secção mais condicionante.

6.16.2 CONTROLO DA FENDILHAÇÃO

O controlo da fendilhação está assegurado uma vez que o pré-esforço foi dimensionado com base na condição de não fendilhação para a combinação frequente.

6.16.3 CONTROLO DA DEFORMAÇÃO

Através do método dos coeficientes globais para uma viga não fendilhada (ver 2.13):

$$a = (1 + \varphi) a_c \quad \text{para } M_d \leq M_r$$

A flecha máxima na combinação frequente (ELS1) para todas as vigas pré-esforçadas, dá-se na VIGA 6-8 e toma o valor de 1,7cm:

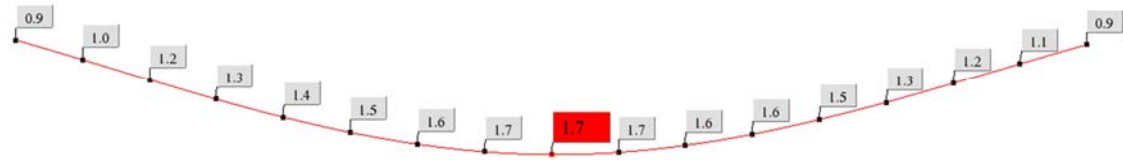


Figura 6.38 Flecha máxima registada na combinação frequente de todas as vigas pré-esforçadas

$$a = (1 + 2,5) \times 1,7 = 5,95cm$$

$$\frac{L}{250} = \frac{1600}{250} = 6,4cm \geq 5,95cm$$

Não é necessário armadura adicional para controlar a deformação.

7

DIMENSIONAMENTO DAS ARMADURAS DAS VIGAS COM RECURSO A CÁLCULO AUTOMÁTICO

7.1 INTRODUÇÃO

O dimensionamento das armaduras das vigas não pré-esforçadas foi executado com o ROBOT.

Por forma a validar os resultados obtidos foi realizado um estudo do processo de cálculo realizado pelo programa de cálculo automático na obtenção das armaduras, quer para as vigas, quer para os pilares e paredes resistentes.

7.2 VIGAS SUJEITAS A FLEXÃO SIMPLES

A resistência de uma viga de betão armado à flexão simples é calculada com base na secção de betão e na quantidade de armadura principal.

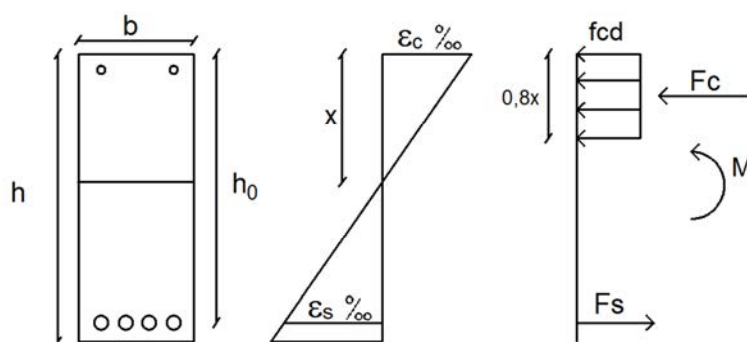


Figura 7.1: Diagrama de extensões na secção de uma viga em estado não fendilhado

Rotura pelo betão:

$$\begin{cases} \varepsilon_c = 3,5\text{‰} \\ \varepsilon_{yd} \leq \varepsilon_s \leq 10\text{‰} \end{cases}$$

Rotura pelo aço:

$$\begin{cases} \varepsilon_c \leq 3,5\text{‰} \\ \varepsilon_s = 10\text{‰} \end{cases}$$

Rotura frágil pelo betão:

$$\begin{cases} \varepsilon_c = 3,5\text{‰} \\ \varepsilon_s \leq \varepsilon_{yd} \end{cases}$$

Em que:

ε_c	Extensão do betão à compressão
ε_s	Extensão na armadura
ε_{yd}	Extensão de cedência da armadura

Este último tipo de rotura pode ser fonte de grande perigo, pois pode suceder-se sem nenhum tipo de aviso prévio. Ou seja, uma vez que a armadura não entra em cedência, a secção não tem capacidade para se deformar consideravelmente sem haver perdas significativas de resistência.

Outra razão pela qual a rotura frágil deve ser evitada reside no dimensionamento económico, uma vez que ao não entrar em cedência, a capacidade resistente da armadura não está a ser totalmente mobilizada.

É com base neste princípio e no método do diagrama rectangular que o ROBOT define a capacidade máxima resistente à flexão simples de uma qualquer secção de betão.

Por forma a garantir que a armadura entra em cedência é necessário impedir que o eixo neutro se encontra suficientemente afastado do centro geométrico das armaduras.

Para um aço A500 a cedência dá-se para uma extensão superior a:

$$\varepsilon_{yd} = \frac{f_{yd}}{E_s} = \frac{500 \times 10^3 / 1,15}{200 \times 10^6} = 0,00217$$

Em que:

f_{yd}	Representa a tensão de cedência da armadura
E_s	É o valor de cálculo do módulo de elasticidade do aço de uma armadura para betão armado

Se admitirmos rotura pelo betão com base na extensão de cedência do aço A500 então temos que:

$$\frac{\varepsilon_c}{x} = \frac{\varepsilon_{yd}}{h_0 - x} \Leftrightarrow \frac{0,0035}{x} = \frac{0,00217}{h_0 - x} \Leftrightarrow x = 0,61728h_0$$

Em que:

h_0 Representa a distância entre a armadura traccionada e a fibra superior da secção

x Representa a profundidade do eixo neutro

Ou seja, no limite o eixo neutro poderá ter uma profundidade de aproximadamente $0,617h_0$, por forma a evitar a rotura frágil da secção, uma vez que para valores superiores a armadura não consegue atingir a cedência.

Se realizarmos a condição de equilíbrio de momentos na armadura de flexão com base do diagrama de tensões rectangular do betão e na profundidade do eixo neutro da equação anterior podemos obter o momento limite que garanta a entrada em cedência do aço A500 na rotura da secção pelo betão:

$$\sum M_{As} = 0 \Leftrightarrow M_{lim} = 0,8x \times b \times f_{cd} \times (h_0 - 0,4x) \Leftrightarrow M_{lim} = 0,37f_{cd} \times h_0^2 \times b$$

Em que:

M_{As} Representa o momento no centro geométrico da armadura traccionada

M_{lim} Representa o momento limite, de tal modo que seja garantido que a armadura traccionada entra em cedência.

Da mesma forma, para um aço A400:

$$\varepsilon_{yd} = \frac{f_{yd}}{E_s} = \frac{400 \times 10^3 / 1,15}{200 \times 10^6} = 0,00174$$

$$\frac{\varepsilon_c}{x} = \frac{\varepsilon_{yd}}{h_0 - x} \Leftrightarrow \frac{0,0035}{x} = \frac{0,00174}{h_0 - x} \Leftrightarrow x = 0,66794h_0$$

$$\sum M_{As} = 0 \Leftrightarrow M_{lim} = 0,8x \times b \times f_{cd} \times (h_0 - 0,4x) \Leftrightarrow M_{lim} = 0,39f_{cd} \times h_0^2 \times b$$

O ROBOT define o seguinte sistema de equações por forma a determinar o momento máximo resistente:

$$\begin{cases} F_c = \alpha \times \xi_{lim} \times b \times h_0 \times f_{cd} \\ M_{lim} = F_c \times h_0 (1 - 0,5 \times \alpha \times \xi_{lim}) \end{cases} \quad (7.1)$$

Em que:

α É um coeficiente que toma o valor de 0,8

ξ_{lim} É um coeficiente que toma o valor de 0,5

F_c Representa a força de compressão gerada no betão

$$\begin{cases} F_c = 0,5 \times 0,8 \times b \times h_0 \times f_{cd} \\ M_{lim} = F_c \times (1 - 0,5 \times 0,8 \times 0,5) \end{cases} \rightarrow M_{lim} = 0,32 f_{cd} b h_0^2$$

Ou seja, o momento resistente máximo de uma secção qualquer quando sujeita a flexão simples, calculado pelo ROBOT, é inferior aos valores de momento limite obtidos pelo método geral, para os aços A400 e A500, que garantam a entrada a cedência da armadura.

É com base no momento máximo resistente que o programa define se a secção tem dimensões suficientes para resistir ao momento flector de cálculo, ou se é necessário adicionar armadura de compressão por forma a garantir a entrada em cedência da armadura.

Se o momento actuante na secção for inferior ao momento resistente máximo então o ROBOT procede à resolução da equação 7.2:

$$Ax^2 + Bx + C = 0 \quad (7.2)$$

Em que:

$$A = 0,5 \times b \times f_{cd}$$

$$B = b \times f_{cd} \times h_0$$

$$C = -|M^{ULS}|$$

b Representa a largura da secção

Resolvendo a equação em ordem a x obtemos:

$$x = \frac{-\left(\sqrt{b \times f_{cd} \times h_0} - 2 \times M^{ULS} - \sqrt{b} \times \sqrt{f_{cd} \times h}\right)}{\sqrt{b} \times \sqrt{f}}$$

ou

$$x = \frac{\left(\sqrt{b \times f_{cd} \times h_0} - 2 \times M^{ULS} + \sqrt{b} \times \sqrt{f_{cd} \times h}\right)}{\sqrt{b} \times \sqrt{f}}$$

A armadura de flexão a colocar pode ser calculada com base na expressão:

$$A_s = \min\left(\frac{x_1}{x_2}\right) \times \frac{b \times f_{cd}}{f_{yd}}$$

Pelo método geral com base no diagrama de tensões rectangular do betão:

$$M = 0,8 \times x \times b \times f_{cd} \times (h_0 - 0,4x)$$

Resolvendo em ordem a x obtemos:

$$x = \frac{-1,25(\sqrt{b \times f_{cd} \times h_0} - 2 \times M^{ULS} - \sqrt{b} \times \sqrt{f_{cd} \times h})}{\sqrt{b} \times \sqrt{f}}$$

ou

$$x = \frac{1,25(\sqrt{b \times f_{cd} \times h_0} - 2 \times M^{ULS} + \sqrt{b} \times \sqrt{f_{cd} \times h})}{\sqrt{b} \times \sqrt{f}}$$

Pelo que a armadura de flexão a colocar que garanta a segurança é:

$$F_c = F_s \Leftrightarrow 0,8 \times x \times b \times f_{cd} = A_s \times f_{yd} \Leftrightarrow A_s = 0,8 \times \min\left(\frac{x_1}{x_2}\right) \times \frac{b \times f_{cd}}{f_{yd}}$$

Se substituirmos o valor da posição do eixo neutro calculado pelo método geral na expressão anterior obtemos a mesma expressão de cálculo de armadura processada pelo ROBOT. Ou seja, a armadura ordinária calculada pelo ROBOT para elementos à flexão simples que não precisem de armadura de compressão é a mesma que a do método geral.

Se o momento máximo resistente da secção for inferior ao momento de cálculo actuante, o ROBOT cria uma armadura adicional a colocar em ambas as faces.

O processo de cálculo da armadura passa então a realizar-se da seguinte forma:

É calculada a armadura necessária para fazer face ao momento máximo resistente da secção sem armadura de compressão de modo a garantir que toda a armadura entra em cedência:

$$A_{s,lim} = \frac{F_c}{f_{yd}} = \frac{0,5 \times 0,8 \times b \times f_{cd} \times h_0}{f_{yd}} \quad (7.3)$$

Em que:

$A_{s,lim}$ Representa a armadura de flexão limite que uma determinada secção pode ter por forma a garantir rotura dúctil sem armadura de compressão.

A armadura adicional é calculada com base na diferença entre o momento actuante e o momento máximo resistente:

$$M_{add} = |M_{sd}| - M_{lim} \quad (7.4)$$

$$A_{s,add} = \frac{M_{add}}{(h_0 - 2a)f_{yd}} \quad (7.5)$$

Em que:

$A_{s,add}$ Representa a armadura a adicionar em ambas as faces da secção.

M_{sd} Momento actuante de cálculo

A armadura adicional é colocada em ambas as faces de tal modo que a armadura final da secção é dada por:

$$A_{S,compressão} = A_{S,add} \quad (7.6)$$

$$A_{S,tracção} = A_{S,lim} + A_{S,add} \quad (7.7)$$

O método de cálculo executado pelo ROBOT para o cálculo da armadura adicional de compressão só está correcto se a mesma entrar em cedência. A menos que o recobrimento da armadura de compressão seja muito elevado, a extensão da armadura de compressão sob a acção do momento de cálculo está muito próxima da extensão máxima do betão, isto é, de 3,5‰, que é superior à extensão de cedência de qualquer dos aços A400 ou A500, pelo que o método de cálculo adoptado pelo ROBOT é válido.

7.2.1 ARMADURA DE ESFORÇO TRANSVERSO

A armadura de esforço transverso é calculada de acordo com o método das bielas de inclinação variável disposto no EC2 6.2.3 (ver 6.31) e o seu espaçamento pode ser efectuado de duas formas:

- Variando linearmente de espaçamento ao longo de toda a viga consoante a variação de esforço transverso.
- Em escada, com o espaçamento de armadura transversal a variar de acordo com a variação do esforço transverso em intervalos de viga definidos.

7.3 DIMENSIONAMENTO DAS VIGAS V 1-1, V 1-2, V 1-3

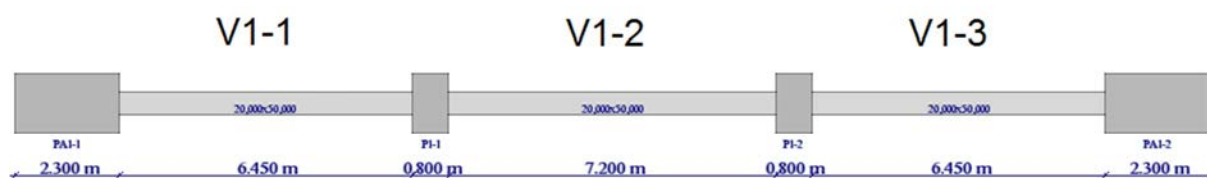


Figura 7.2: Vigas V1-1, V1-2 e V1-3

7.3.1 ARMADURA DE FLEXÃO

O programa define o comprimento efectivo da viga como a distância entre as faces dos seus apoios de extremidade. É com base no momento máximo positivo e negativo registado no comprimento efectivo da viga, que o programa calcula à área de armadura principal a colocar. Não é adoptado pelo ROBOT qualquer tipo de escalonamento de armadura, quer para a análise de uma viga singular, quer para a análise de um conjunto de vigas ligadas monoliticamente, pelo que o máximo valor de armadura resistente é distribuído igualmente ao longo de todos os vãos. Podemos analisar no gráfico da Figura 7.3, a relação momento resistente/momento de cálculo, obtido para as vigas em análise:

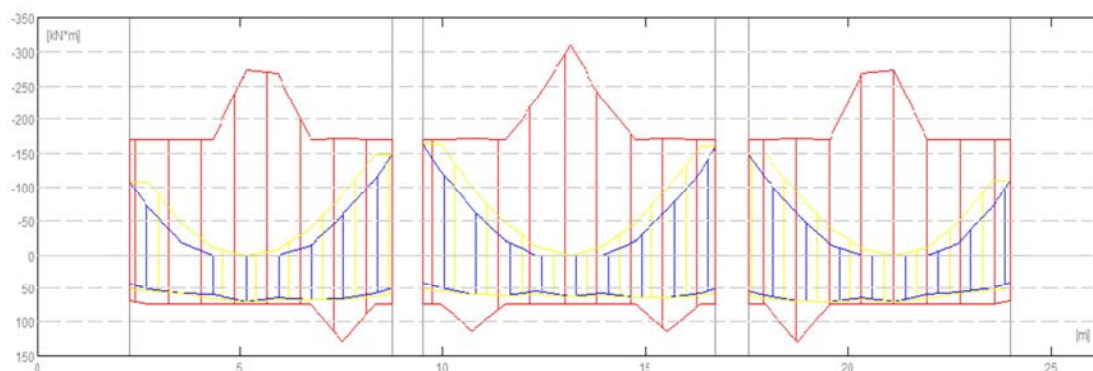


Figura 7.3: Diagrama de momentos resistente e de cálculo ao longo das vigas V1-1, V1-2 e V1-3

Através Figura 7.3 podemos reparar na existência de picos de resistência, especialmente para a armadura ordinária superior. A razão para este facto prende-se com o comprimento de sobreposição das armaduras, ou seja, o ROBOT distribui a armadura consoante o comprimento máximo dos varões passíveis de ser utilizados em obra. Para o edifício em estudo foram adoptados varões com um comprimento máximo de 12 metros e diâmetro mínimo de 12mm.

7.3.2 ARMADURA DE ESFORÇO TRANSVERSO

O cálculo da armadura de esforço transversal foi realizado pelo programa com base na variação linear do esforço transversal registada em intervalos do comprimento efectivo, l_v , de comprimento:

$$l_v = \frac{l_{eff}}{3} \quad (7.8)$$

Em que:

l_{eff} Representa a distância entre as faces dos apoios da viga

l_v Representa o comprimento onde é adoptada uma armadura de esforço transversal com o mesmo espaçamento

Deste modo cada viga terá uma redução de armadura de esforço transversal a meio vão. Ainda que o programa permita um escalonamento mais preciso e económico, a definição de um maior número de intervalos acarreta dificuldades acrescidas na montagem da armadura.

A relação esforço transversal resistente/esforço transversal de cálculo é representada na Figura 7.4.

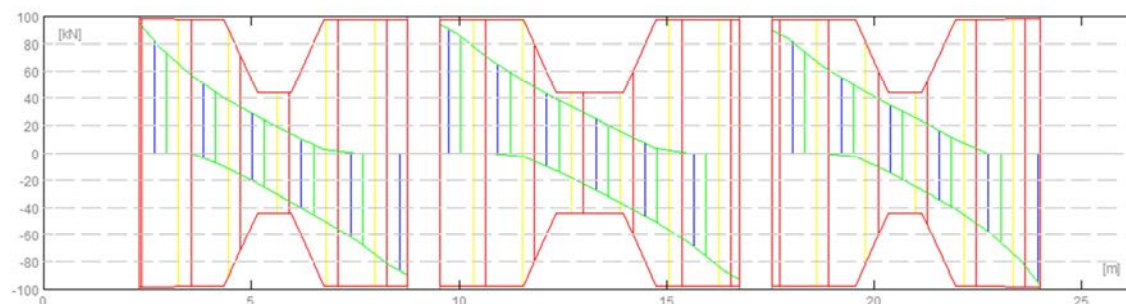


Figura 7.4: Diagrama de esforço transversal resistente e de cálculo ao longo da viga

7.3.3 ESTADOS LIMITES DE UTILIZAÇÃO

Em estado limite de utilização o ROBOT realiza o controlo da fendilhação e deformação de acordo com o disposto no EC2.

Controlo da fendilhação

Se a armadura de flexão não for suficiente, o programa permite uma opção que adiciona automaticamente a armadura ordinária necessária de modo a verificar a segurança. O limite máximo de fendas adoptado para controlo da fendilhação foi de 0,3mm.

As vigas V1-1 e V1-3 não cumprem o estado limite de fendilhação pelo que foi necessário adicionar armadura. Na Figura 7.5 podemos avaliar a zona das vigas onde ocorre uma fendilhação superior 0,3mm (zona a vermelho).

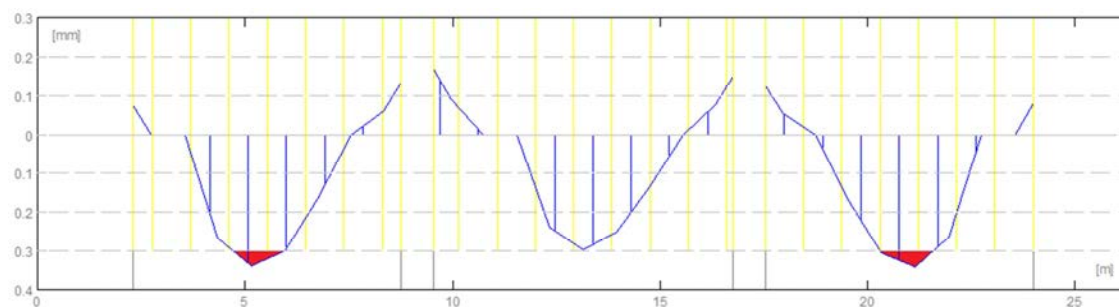


Figura 7.5: Zonas de risco de fendilhação com aberturas superiores a 3mm

Quadro 7.1: Abertura de fendas nas vigas V1-1,V1-2 e V1-3

	VIGA1-1			VIGA 1-2			VIGA 1-3		
	Apoio direito	Apoio esquerdo	máx valor do vão	Apoio Direito	Apoio esquerdo	máx valor do vão	Apoio direito	Apoio esquerdo	máx valor do vão
Wk (mm)	0,08	0,13	0,34	0,17	0,15	0,3	0,13	0,08	0,34
Wk adm (mm)	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3

7.3.4 CONTROLO DA DEFORMAÇÃO

O controlo da deformação foi realizado para a combinação quase permanente. Como é possível de verificar na figura seguinte o controlo da deformação está assegurado pelo que não é necessário adicionar armadura ou alterar o tipo de secção.

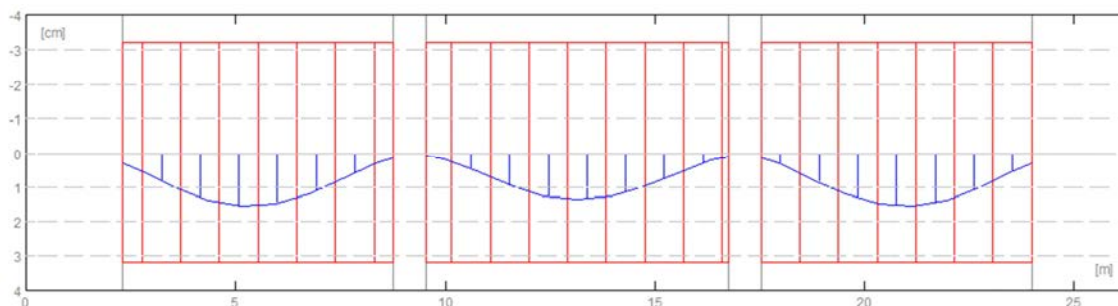


Figura 7.6: Controlo da deformação nas vigas V1-1, V1-2 e V1-3

7.3.5 ESCALONAMENTO DA ARMADURA

É possível alterar a armadura fornecida pelo ROBOT por forma a efectuar um dimensionamento mais económico. A disposição das armaduras final das vigas em estudo encontra-se na Figura 7.8. Na Figura 7.7 podemos avaliar a relação momento resistente/momento de cálculo final.

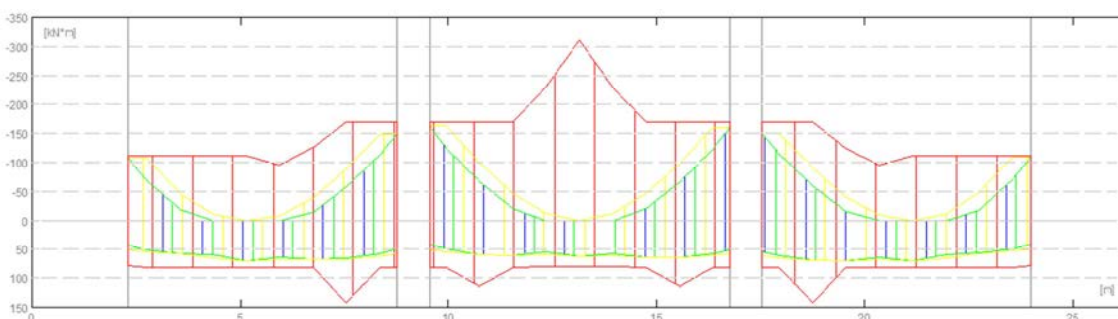


Figura 7.7: Diagrama de momentos resistente com base na armadura final adoptada para as vigas V1-1, V1-2 e V1-3

No Quadro 7.2 podemos analisar os valores finais de dimensionamento obtidos após consideração dos estados limites de serviço e escalonamento de armadura.

Quadro 7.2: Valores de cálculo e valores resistentes das vigas V1-1, V1-2 e V1-3

	V 1-1			V 1-2			V 1-3		
	Apoio direito	Apoio esquerdo	Max valor do vão	Apoio Direito	Apoio esquerdo	Max valor do vão	Apoio direito	Apoio esquerdo	Max valor do vão
Mc (KN.m)	-107,67	-148,3	69,96	-162,7	-160,26	64,4	-150,24	-109,07	70,37
Mr(KN.m)	-111,86	-169,87	-174,3	-169,87	-169,87	-284,08	-169,87	-111,88	-163,91
Vc (KN)	95,5	-89,57		94,1	-92,56		89,82	-96,55	
Vr (KN)	98,25	97,69		97,69	97,69		97,69	98,4	
As,M (cm2)	6,086	8,568	3,839	9,483	9,326	3,497	8,709	6,172	3,863
As,R(cm2)	6,283	9,817	6,283	9,817	9,817	9,817	9,817	6,283	6,283
As,f (cm2/m)	5,547	5,202		5,466	5,376		5,217	5,608	
a (cm)	0,284	0,137	1,459	0,072	0,089	1,213	0,144	0,276	1,477
a adm (cm)	-3,2	-3,2	-3,2	-3,2	-3,2	-3,2	-3,2	-3,2	-3,2
Wk (mm)	0,12	0,13	0,26	0,16	0,14	0,22	0,12	0,13	0,26
Wk adm (mm)	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3

A fim de uma vez mais validar o modelo podemos calcular a armadura necessária para fazer face ao momento flector da viga (ou das vigas) e comparar com o valor obtido pelas equações de equilíbrio. Para o efeito foi calculada a armadura necessária para fazer face ao maior momento registado, no apoio direito da viga V1-2. De referir que a viga apresenta uma largura de 20 cm e uma altura de 50 cm.

$$\begin{cases} \sum F = 0 \\ \sum M_{As} = F_c \times (h_0 - 0,4x) \end{cases} \Leftrightarrow \begin{cases} 0,8 \times x \times 0,2 \times 20000 = A_s \times 435000 \\ 162,7 = 0,8 \times x \times 0,2 \times 20000 \times (0,45 - 0,4x) \end{cases} \Leftrightarrow \begin{cases} x = 0,127m \\ A_s = 9,37cm^2 \end{cases}$$

O valor obtido segundo o ROBOT é de 9,48cm².

Na Figura 7.8 encontram-se os desenhos de armadura da viga V1-2, calculados automaticamente pelo programa, de acordo com as disposições construtivas do EC2 artº 9.2.

No Anexo E encontram-se os desenhos de armaduras de todas as restantes vigas não pré-esforçadas, incluindo V1-1 e V1-3.

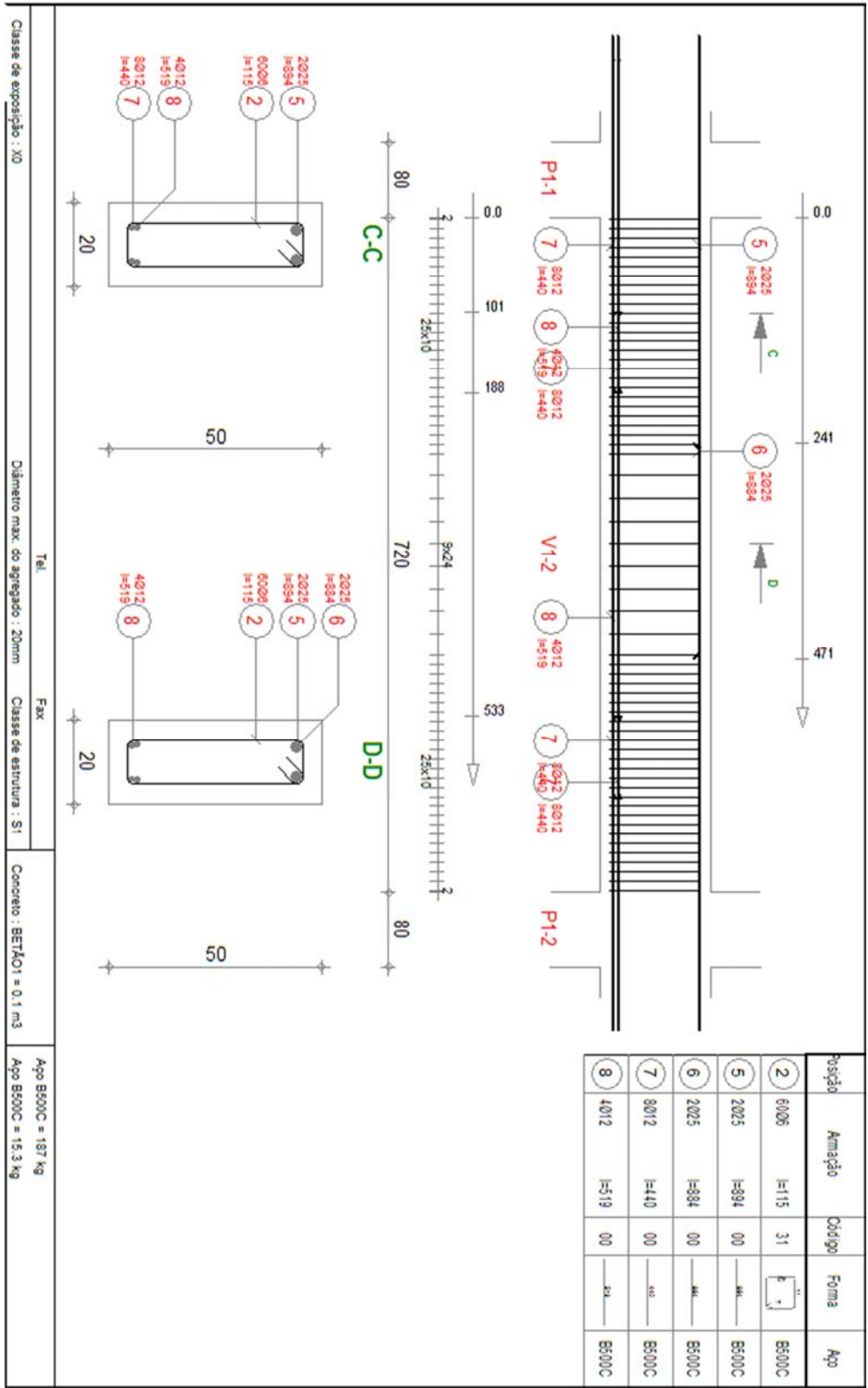


Figura 7.8: Desenho das armaduras da viga V1-2

8

DIMENSIONAMENTO DAS ARMADURAS DOS ELEMENTOS VERTICAIS COM RECURSO A CÁLCULO AUTOMÁTICO

8.1 CLASSIFICAÇÃO DA ESTRUTURA

Numa estrutura em pórtico, a deformação lateral depende da rigidez dos elementos de contraventamento. Consoante o nível de deformabilidade apresentada, a estrutura pode ser classificada como contraventada ou não contraventada.

Estrutura contraventada

Neste tipo de estruturas a deformabilidade está condicionada pela rigidez dos elementos de contraventamento e pelas cargas actuantes. Ainda que a deformação global da estrutura possa ser elevada, a deformação lateral entre pisos é desprezável, pelo que para o dimensionamento dos pilares apenas é necessário considerar os efeitos locais de 2º ordem. Para os elementos de contraventamento os efeitos de 2º ordem globais podem ou não ser considerados consoante o nível de deslocamentos horizontais apresentados.

Estrutura não contraventada

Neste tipo de estruturas a deformação lateral é em geral significativa, pelo que todos os elementos verticais devem ser verificados para os efeitos globais de 2º ordem e, caso seja necessário, para os efeitos locais de 2º ordem.

O EC2 permite ainda desprezar os efeitos globais de 2º ordem para estruturas em pórtico, desde que se cumpra a condição:

$$F_{V,Ed} \leq k_1 \times \frac{n_s}{n_s+1} \times \frac{\sum E_{cd} \times I_c}{L^2} \quad (8.1)$$

Em que:

$F_{V,Ed}$ Representa a carga vertical total;

E_{cd} Valor de cálculo do módulo de elasticidade do betão:

$$E_{cd} = \frac{E_{cm}}{\gamma_{CE}} \quad e \quad \gamma_{CE} = 1.2$$

n_s Representa o número de pisos;

L Representa a altura total do edifício acima do nível a partir do qual os deslocamentos horizontais estão restringidos;

I_c Representa o momento de inércia da secção transversal dos elementos de contraventamento (em estado não fendilhado)

k_1 É um coeficiente que em geral toma o valor 0.31, ou o valor 0.62 caso se verifique que os elementos de contraventamento não estão fendilhados em estado limite último

No entanto, esta expressão só é válida caso se verifiquem as condições seguintes:

- Estrutura aproximadamente simétrica.
- Deformações globais por corte desprezáveis.
- Rotação da base dos elementos de contraventamento desprezável.
- Elementos de contraventamento com rigidez aproximadamente constante em altura.
- Cargas verticais semelhantes nos vários pisos.

Ou seja, dada a geometria irregular do edifício em planta e altura, esta condição não é aplicável.

Deste modo, foi feito um estudo dos elementos verticais do edifício com base numa análise de 2º ordem local para os pilares, e de 2ª ordem local e global para os elementos de contraventamento, nomeadamente, as paredes resistentes.

8.2 PILARES

Pilares sujeitos a compressão e a esforços de flexão

O ROBOT calcula a resistência de uma secção à compressão com base na expressão:

$$N_{rd} = A_{s,comp} \times f_{yd} + \xi \times b \times h_0 \times f_{cd} \quad (8.2)$$

Em que:

ξ Representa a profundidade do eixo neutro

$A_{s,comp}$ Representa a armadura de compressão a adicionar para fazer face ao esforço axial.

Se a secção estiver sujeita à actuação de flexão desviada o programa procede ao cálculo da armadura com base na distribuição de tensões na secção.

O momento de cálculo em estado limite último é obtido através da soma do momento actuante, o momento devido a imperfeições geométricas e o momento devido a efeitos de 2º ordem locais. Este último só é considerado no caso de o pilar ser considerado como um pilar esbelto e foi calculado com recurso ao programa de cálculo automático, com base no método da rigidez nominal do artº 5.8.7.2 do EC2. A validação dos valores obtidos com o programa encontra-se no anexo B.

Por forma a comparar a armadura adoptada pelo programa para verificação aos estados limites últimos, foi realizada uma comparação com a armadura obtida por meios de cálculo tradicionais. Dada a dificuldade de estabelecer o equilíbrio para secções sujeitas a flexão desviada, as armaduras foram calculadas com base em flexão composta, sendo que a verificação de segurança à flexão desviada foi obtida com base na expressão 5.39 do EC2 5.8.9 (4), (ver 8.3).

$$\left(\frac{M_{ed}}{M_{rd}}\right)^{\alpha} + \left(\frac{N_{ed}}{N_{rd}}\right)^{\alpha} \leq 1 \quad (8.3)$$

Sendo que α é um parâmetro que toma o valor 2 para secções circulares e elíptica, e é calculado com base na relação entre o esforço axial actuante e o esforço axial resistente da secção à compressão simples para secções rectangulares.

Quadro 8.1: Valores a adoptar para α

$\frac{N_{ed}}{N_{rd}}$	0,1	0,7	1
α	1	1,5	2

Flexão composta

Pode-se dizer que uma secção está sujeita a flexão composta quando actuam na mesma, simultaneamente, uma acção de esforço axial e momento flector (ou uma acção de esforço axial a actuar fora do centro de gravidade da secção).

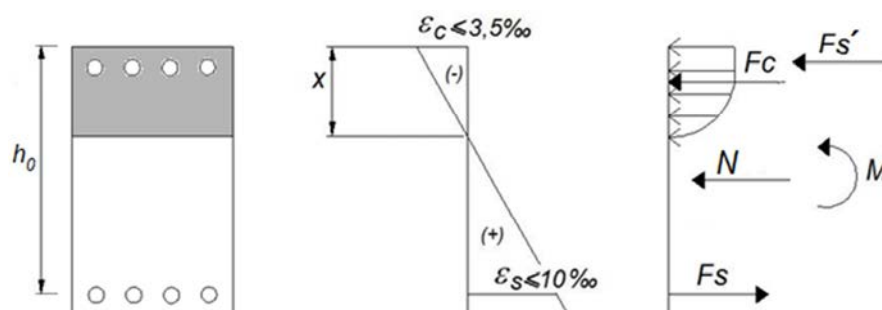


Figura 8.1: Diagrama de extensões para uma secção sujeita a flexão composta e com armadura superior e inferior

Nestes casos, existem 5 modos distintos de rotura que a secção pode apresentar e que são em seguida enunciados:

- 1) A secção encontra-se totalmente traccionada. A rotura dá-se pelo aço, podendo o eixo neutro situar-se no infinito (tracção pura), ou no limite, situar-se na fibra superior da secção, sendo que neste caso apenas a armadura inferior atinge a extensão de rotura (flexão composta).
- 2) A secção está sujeita a tracção e compressão. No entanto, a secção comprimida não é suficiente para garantir que o betão atinge a tensão máxima de cálculo, f_{cd} , pelo que não é possível calcular a força de compressão do betão com base no diagrama de tensões parábola-rectângulo. Normalmente admite-se este tipo de rotura para profundidades do eixo neutro inferiores a $0,259h_0$. A rotura dá-se pelo aço.
- 3) A posição do eixo neutro é superior a $0,259h_0$ e inferior á posição do eixo neutro a partir do qual a armadura inferior não consegue entrar em cedência. A rotura pode dar-se pelo betão ou pelo aço, no entanto, é certo que tanto a armadura superior como inferior entram em cedência.
- 4) A posição do eixo neutro é tal, que a armadura inferior não entra em cedência. Neste caso é necessário estabelecer o equilíbrio com base na tensão real da armadura inferior. A rotura dá-se pelo betão.
- 4-a) É um modo de rotura semelhante ao anterior, mas em que a posição do eixo neutro ultrapassa o centro de gravidade da armadura inferior.
- 5) A posição do eixo neutro ultrapassa a fibra inferior da secção, que se encontra totalmente comprimida. À semelhança do que acontece com o 2º modo de rotura, também aqui é difícil de quantificar o real valor da força de compressão do betão, pelo que não é possível o seu cálculo com base no diagrama de tensões parábola-rectângulo.

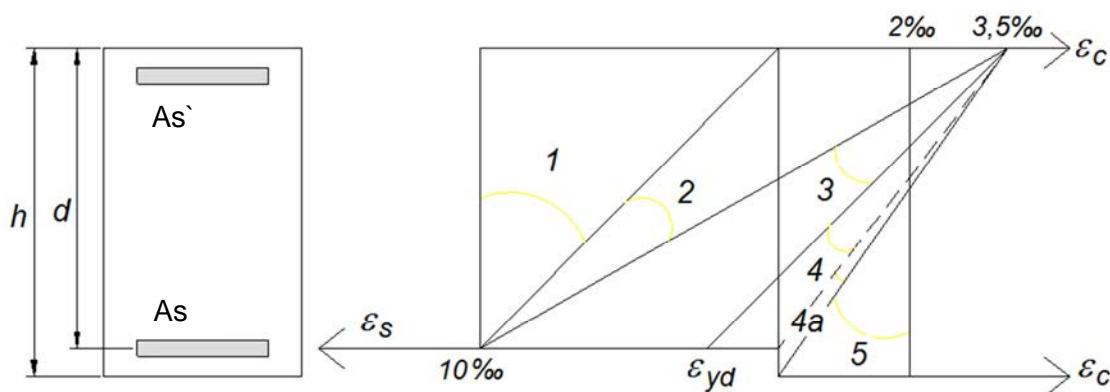


Figura 8.2: Modos de rotura de uma secção sujeita a flexão composta

Nos três primeiros modos de rotura a armadura de tracção atinge a cedência pelo que estamos perante uma rotura do tipo dúctil. Da mesma forma, uma vez que nos 2 últimos modos a armadura ou se encontra em compressão, ou não atinge a cedência à tracção, estamos perante rotura do tipo frágil.

8.3 DIMENSIONAMENTO DO PILAR P1-2

Na tabela seguinte encontram-se os esforços de dimensionamento obtidos para as várias combinações de estado limite último. A combinação mais condicionante de dimensionamento é a combinação ELU1-PE(C), no entanto, a armadura calculada pelo programa tem como base a envolvente de esforços de todas as combinações, pelo que a armadura final é tal que garanta a segurança em qualquer estado limite último.

Quadro 8.2 Esforços de dimensionamento do pilar P1-2

Combinação	N Kn	MY Kn.m	MZ Kn.m
ELU1-PE(A)	10061,68	-268,31	768,53
ELU1-PE(C)	10061,68	-268,31	1181,42
ELU1-PE(B)	10061,68	-268,31	-461,6
ELU2-PE(A)	6202,4	189,51	383,99
ELU2-PE(C)	6202,4	1164,39	280,2
ELU2-PE(B)	6202,4	-404,68	-165,4
ELU3-PE(A)	6006,99	-192,43	401,53
ELU3-PE(C)	6006,99	-358,11	160,19
ELU3-PE(B)	6006,99	401,77	-160,19
ELU4-PE(A)	7418,83	197,84	197,84
ELU4-PE(C)	7418,83	197,84	-733,73
ELU4-PE(B)	7418,83	-197,84	-757,45
ELU5-PE(A)	4790,57	-127,75	615,67
ELU5-PE(C)	4790,57	-127,75	526,51
ELU5-PE(B)	4790,57	127,75	437,5

Combinação	N Kn	MY Kn.m	MZ Kn.m
ELU6-PE(A)	6209,94	204,24	383,6
ELU6-PE(C)	6209,94	1247,66	282,42
ELU6-PE(B)	6209,94	-415,73	-165,6
ELU7-PE(A)	5999,45	-207,16	401,91
ELU7-PE(C)	5999,45	-371,82	159,99
ELU7-PE(B)	5999,45	412,57	-159,99
ELU8-PE(A)	7508,87	200,24	200,24
ELU8-PE(C)	7508,87	200,24	-767,43
ELU8-PE(B)	7508,87	-200,24	-778,54
ELU9-PE(A)	4700,53	-125,35	614,38
ELU9-PE(C)	4700,53	-125,35	539,17
ELU9-PE(B)	4700,53	125,35	455,59

Os índices A e B referem-se às secções de extremidade superior e inferior do pilar. A secção C corresponde à secção interior do pilar. A análise dos esforços desta secção é importante na medida em que devido aos esforços de 2º ordem pode ser a secção mais condicionante.

Para o PILAR 1-2 a armadura longitudinal final obtida foi de 14 ϕ 20, num total de armadura de 44cm². Na figura seguinte podemos analisar a disposição da armadura principal.

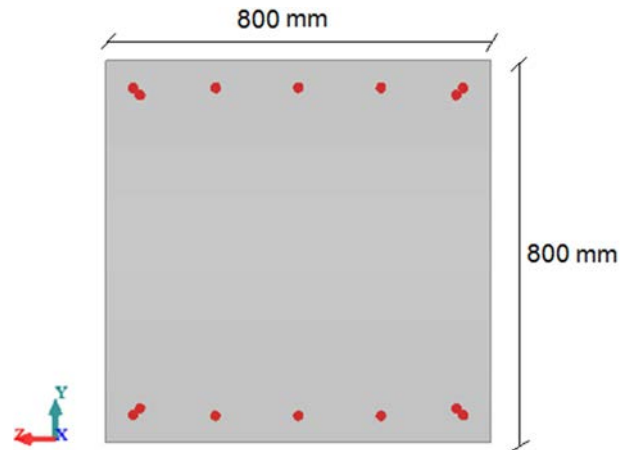


Figura 8.3: Disposição da armadura principal

Como era esperado, uma vez que o maior momento obtido gira em torno de z, a disposição de armadura é tal que garanta o maior binário segundo y.

Por forma a validar a armadura obtida pelo modelo para a envolvente das combinações de estado limite último, foi realizada uma comparação entre a armadura obtida pelo programa e a armadura obtida por equações de equilíbrio.

Esforço axial e momento a actuar segundo Z na combinação ELU1-PE(A):

Tendo em conta o elevado esforço axial que se dá na combinação ELU1-PE(A), foi realizada uma primeira iteração com base no pressuposto de que o eixo neutro se localiza ligeiramente acima da armadura inferior, pelo que a força de tracção desta armadura pode não conseguir atingir a cedência (modo de rotura 4). A tensão real desta armadura foi calculada com base na extensão de cedência que a mesma apresenta quanto o betão atinge a rotura.

Se realizarmos as equações de equilíbrio no centro geométrico da armadura inferior, e admitindo que ambas as armaduras (superior e inferior) têm a mesma área e recobrimento igual a 5cm, então temos o seguinte sistema de equações:

$$\begin{cases} N = F_c + F_s^{\text{II}} - F_s \\ M + N \times \left(\frac{h}{2} - 0,05\right) = F_c \times (h_0 - 0,4x) + F_s^{\text{II}} \times (h_0 - 0,05) \end{cases} \quad (8.4)$$

Em que:

- M É o momento a actuar no centro de gravidade da secção
- N É o esforço axial a actuar no centro de gravidade da secção
- h Representa a altura da secção
- h₀ Representa a distância entre a armadura inferior e a fibra superior da secção
- x É a profundidade do eixo neutro
- F_c É a força de compressão gerada no betão

F_s É a força gerada pelo equilíbrio de forças na armadura inferior

F_s' É a força gerada pelo equilíbrio de forças na armadura superior

$$\Leftrightarrow \begin{cases} 10061,68 = 0,8x \times 0,8 \times 20000 + A_s' \times 435000 - A_s \times \frac{0,75 - x}{x} \times 0,0035 \times 200 \times 10^6 \\ 1181,42 + 10061,68 \times 0,35 = 0,8x \times 0,8 \times 20000(0,75 - 0,4x) + A_s' \times 435000 \times 0,70 \end{cases}$$

$$\Leftrightarrow \begin{cases} x = 0,742 \\ A_s' = 13,07 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

O eixo neutro encontra-se acima da armadura inferior pelo que o sistema de equações revelou-se apropriado.

Esforço axial e momento a actuar segundo Y na combinação ELU1-PE(A):

$$\begin{cases} 10061,68 = 0,8x \times 0,8 \times 20000 + A_s' \times 435000 - A_s \times \frac{0,75 - x}{x} \times 0,0035 \times 200 \times 10^6 \\ 268,31 + 10061,68 \times 0,35 = 0,8x \times 0,8 \times 20000(0,75 - 0,4x) + A_s' \times 435000 \times 0,70 \end{cases}$$

$$\Leftrightarrow \begin{cases} x = 0,882 \text{ m} \\ A_s' = -22,8 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

O eixo neutro está abaixo do centro de gravidade da armadura inferior pelo que foi necessário executar uma segunda iteração. Se estabelecermos o equilíbrio de equações na fibra superior do betão e desprezarmos a contribuição da armadura inferior, uma vez que está junto ao eixo neutro e, deste modo, não consegue mobilizar grandes tensões, temos:

$$\begin{cases} N = F_c + F_s' + F_s \\ M - N \times \left(h - \frac{h_0}{2}\right) = -F_c \times 0,4x - F_s' \times 0,05 - F_s \times 0,75 \end{cases} \Leftrightarrow \begin{cases} x = 0,798 \\ A_s' = -3,54 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

Ou seja, não é necessário armadura segundo y.

Da mesma forma, se realizarmos o sistema de equações de equilíbrio com base no modo de rotura 4, mas agora entrando com a armadura real obtida com o programa e resolvendo em ordem a M obtemos os momentos resistentes máximos à flexão composta nas duas direcções:

$$\begin{cases} M_{rdz} = 1398,80 \text{ kN.m} & e & x = 0,717 \text{ m} \\ M_{rdy} = 1169,15 \text{ kN.m} & e & x = 0,744 \text{ m} \end{cases}$$

Verificação de segurança à flexão desviada de acordo com o EC2-5.8.9 (4), na combinação ELU1-PE(A).

$$N_{rd} = A_c f_{cd} + A_s f_{yd} = 0,8^2 \times 20000 + 44 \times 10^{-4} \times 435000 = 14714 \text{ kN} \rightarrow \frac{N_{ed}}{N_{rd}} \cong 0,7$$

$$\left(\frac{268,31}{1169,15}\right)^{1,5} + \left(\frac{1181,42}{1398,80}\right)^{1,5} = 0,9 \leq 1$$

Uma vez mais, o valor obtido com o programa revelou-se do lado da segurança. No entanto, ainda que tenha verificado a segurança na combinação mais condicionante, é necessário analisar se o dimensionamento garante a segurança para a envolvente de esforços gerada pelo conjunto das combinações de estado limite último. No Quadro 8.3 é possível analisar os resultados obtidos para todas as combinações com base no modo de rotura associado a cada combinação.

Quadro 8.3: Verificação de segurança à flexão composta do pilar P1-2 com base no modo de rotura para todas as combinações de Estado Limite Último

	MRD Y (Kn.m)	MRD Z (Kn.m)	Ned/Nrd	α	VER SEG
ELU2-PE(A)	1713,78	2148,78	0,421531	1,267942	0,17395
ELU2-PE(C)	1713,78	2148,78	0,421531	1,267942	0,688134
ELU2-PE(B)	1713,78	2148,78	0,421531	1,267942	0,199119
ELU3-PE(A)	1710,173	2145,173	0,40825	1,256875	0,185905
ELU3-PE(C)	1710,173	2145,173	0,40825	1,256875	0,178483
ELU3-PE(B)	1710,173	2145,173	0,40825	1,256875	0,200283
ELU4-PE(A)	1492,462	1492,462	0,504202	1,336835	0,166169
ELU4-PE(C)	1492,462	1747,98	0,504202	1,336835	0,515327
ELU4-PE(B)	1492,462	1747,98	0,504202	1,336835	0,53368
ELU5-PE(A)	1634,054	2069,054	0,325579	1,187983	0,285348
ELU5-PE(C)	1634,054	2069,054	0,325579	1,187983	0,245164
ELU5-PE(B)	1634,054	2069,054	0,325579	1,187983	0,20631
ELU6-PE(A)	1713,871	2148,871	0,422043	1,268369	0,179753
ELU6-PE(C)	1713,871	2148,871	0,422043	1,268369	0,744758
ELU6-PE(B)	1713,871	2148,871	0,422043	1,268369	0,204596
ELU7-PE(A)	1709,986	2144,986	0,407738	1,256448	0,192459
ELU7-PE(C)	1709,986	2144,986	0,407738	1,256448	0,185361
ELU7-PE(B)	1709,986	2144,986	0,407738	1,256448	0,205884
ELU8-PE(A)	1484,62	1484,62	0,510321	1,341935	0,167289
ELU8-PE(C)	1484,62	1738,26	0,510321	1,341935	0,540755
ELU8-PE(B)	1484,62	1738,26	0,510321	1,341935	0,549463
ELU9-PE(A)	1624,744	2059,744	0,31946	1,182883	0,287369
ELU9-PE(C)	1624,744	2059,744	0,31946	1,182883	0,25315
ELU9-PE(B)	1624,744	2059,744	0,31946	1,182883	0,216142

Na Figura 8.4 podemos atentar no diagrama de interacção N-M_Z-M_Y resistente da secção do pilar P1-2, retirado do programa de cálculo automático. As setas indicam o resultado da interacção N-M_Z-M_Y, associado às varias combinações. A seta a amarelo indica a resultante da interacção N-M_Z na combinação ELU1-PE(C), que é a mais próxima do limite da envolvente de esforços resistentes da secção do pilar.

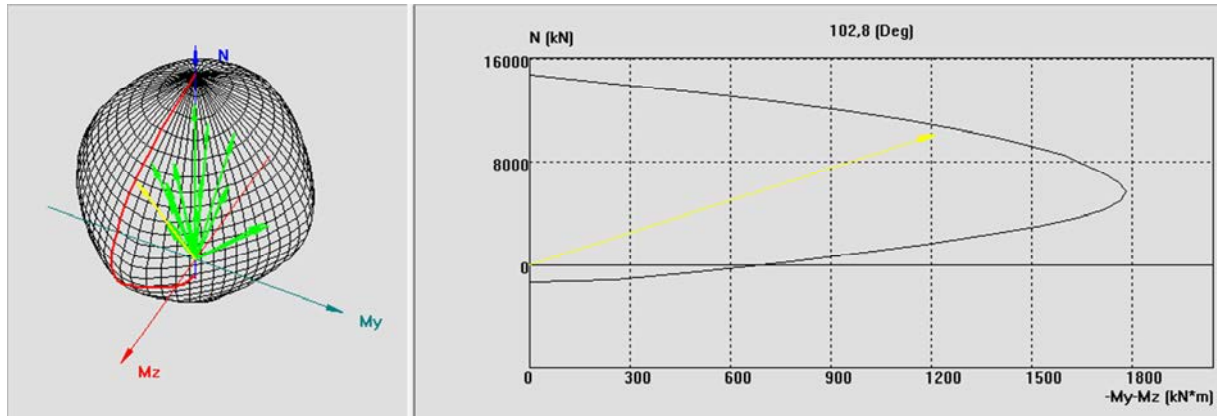


Figura 8.4: Diagrama de interacção N-Mz-My do pilar P1-2

Além da armadura principal, o programa calcula automaticamente a armadura transversal a colocar ao longo do pilar de acordo com a regulamentação do EC2, a disposição da armadura longitudinal e as preferências do utilizador.

Disposições construtivas de acordo com o EC2 9.5.3

Armaduras longitudinais

- A área mínima e máxima de armadura longitudinal deve estar compreendida entre $A_{s,min}$ e $A_{s,máx}$.

$$A_{s,min} = \frac{0,10N_{ed}}{f_{yd}} \quad \text{ou} \quad 0,002A_c \rightarrow A_{s,min} = 23,1\text{cm}^2 \quad (8.5)$$

$$A_{s,máx} = 0,04A_c = 256\text{cm}^2 \quad (8.6)$$

Em que:

N_{ed} É o valor de cálculo do esforço normal de compressão

f_{yd} É o valor de cálculo da tensão de cedência das armaduras

A_c Representa a área da secção de betão

- Diâmetro mínimo dos varões não inferior a 10mm
- Distância livre entre varões paralelos não inferior a:

$$s \geq \max\{\phi_{varão}; d_g + 5\text{mm}; 20\text{mm}\} = 20\text{mm} \quad (8.7)$$

Em que:

d_g Representa a máxima dimensão do agregado

A armadura longitudinal adoptada tem uma área de 44cm^2 , ou seja, dentro do intervalo limite estabelecido pelo EC2. O espaçamento das armaduras longitudinais é de 175 mm e o diâmetro dos varões é de 20mm, pelo que estão verificadas assim todas as disposições construtivas no que diz respeito às armaduras longitudinais.

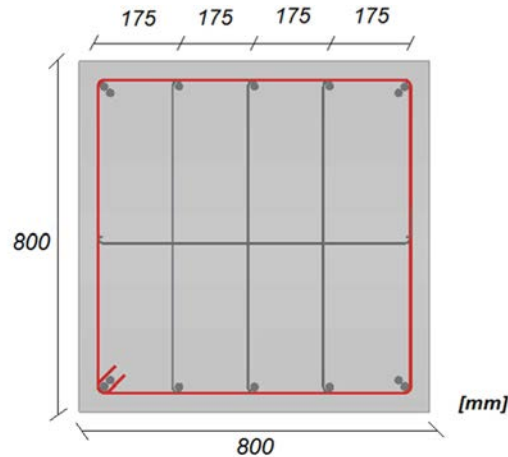


Figura 8.5: Desenho das armaduras da secção do pilar P1-2

Armadura transversal

Conforme disposto no EC2 9.5.3, as armaduras transversais devem:

- Ter diâmetro não inferior a 6mm ou a um quarto do diâmetro dos varões longitudinais.
- Um espaçamento máximo ($S_{cl,tmax}$) inferior a:

$$S_{cl,tmax} \leq \min\{20\phi_{min}; \text{menor dimensão do pilar}; 400\text{mm}\} = 400\text{mm} \quad (8.8)$$

Em que:

ϕ_{min} Representa o menor diâmetro da armadura transversal

$S_{cl,tmax}$ Representa o máximo espaçamento permitido entre as armaduras transversais

- Em secções localizadas a uma distância não superior à maior dimensão da secção transversal do pilar, acima ou abaixo da viga, $S_{cl,tmax}$ deve ser reduzido por um coeficiente de 0,6.
- Cada varão longitudinal ou agrupamento de varões localizado num canto deve ser travado por meio de varões transversais. Numa zona de compressão nenhum varão deve ficar localizado a mais de 150mm de um varão travado.

Na Figura 8.6 pode-se analisar a disposição das armaduras transversais realizada pelo programa de acordo com o predisposto no EC2.

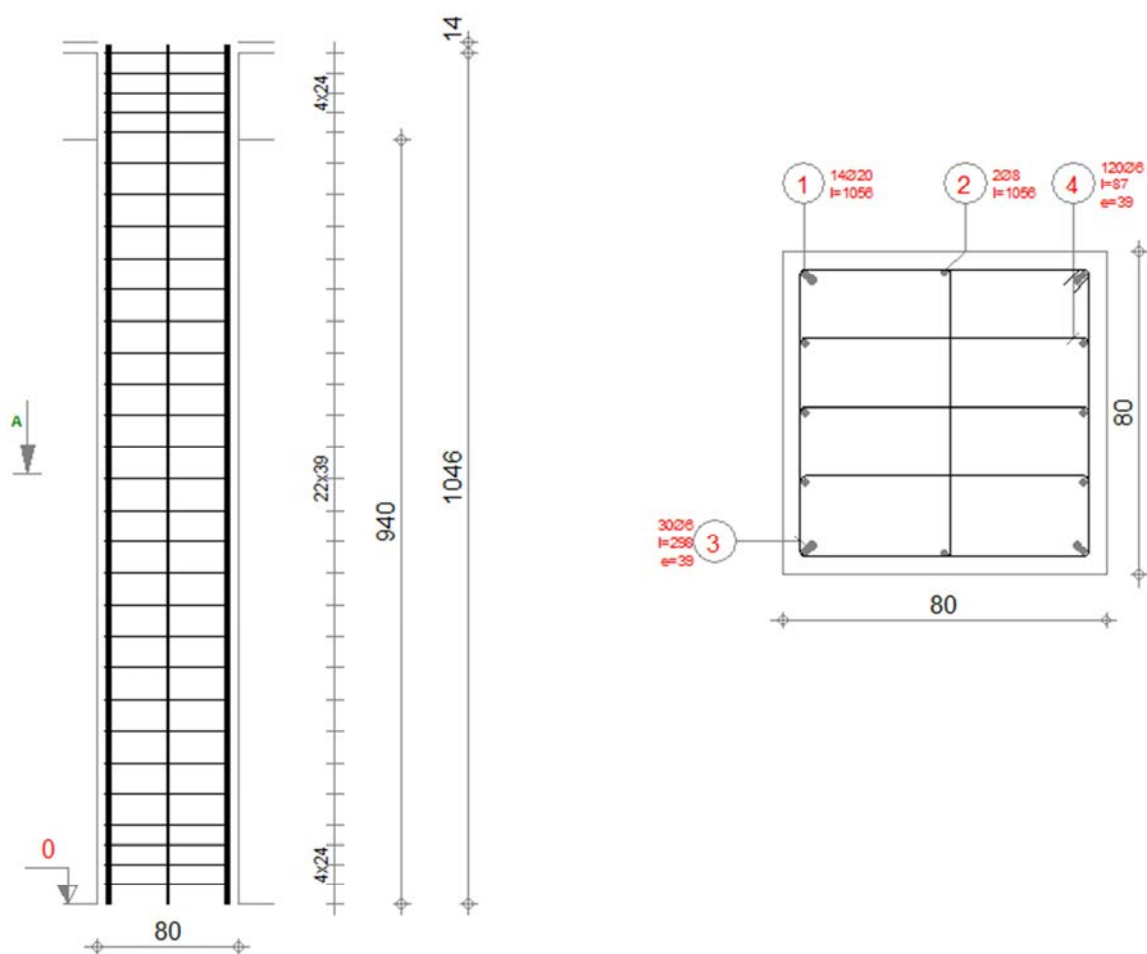


Figura 8.6: Desenho das armaduras do pilar P1-2

O diâmetro da armadura dos estribos é de 8mm.

O espaçamento entre armaduras transversais adoptado pelo programa foi de 390mm.

Na zona junto às vigas (de comprimento igual à dimensão do pilar de 80mm) existe um encurtamento do espaçamento da armadura de transversal. O espaçamento adoptado pelo programa é de 240mm que está em coerência com a regulamentação do EC2:

$$S_{cl,tmax} = 0,6 \times 400 = 240mm$$

Podemos concluir assim, que não apenas o dimensionamento da armadura principal cumpre as verificações de segurança, como são cumpridas todas as disposições construtivas do EC2, pelo que o recurso ao programa de cálculo automático para dimensionamento das armaduras dos pilares é válido.

Os desenhos das armaduras assim como os resultados obtidos no dimensionamento de todos os restantes pilares encontram-se em Anexo C.

8.4 PAREDES RESISTENTES

O EC2 define como paredes os elementos cujo comprimento é igual ou superior a 4 vezes a espessura.

Na realidade, se atendermos às dimensões dos elementos de contraventamento e da definição que o EC2 estabelece para a distinção entre paredes e pilares, podemos reparar que apenas os elementos de contraventamento em forma de L do piso 1,2 e 3 se enquadram na definição de paredes.

Quadro 8.4: Classificação dos elementos de contraventamento

Elementos de contraventamento em L				
Piso	Máximo comprimento	Espessura	4 x espessura	Definição
1	2,3	0,45	1,8	Parede
2	1,5	0,35	1,6	Parede
3	1,5	0,35	1,6	Parede
4	1	0,35	1,4	Pilar
5	1	0,35	1,4	Pilar
6	1	0,35	1,4	Pilar
7	1	0,35	1,4	Pilar

Deste modo foi alterada a nomenclatura dos elementos verticais dos pisos 1,2 e 3 com base na nomenclatura adoptada no subcapítulo 4.4, mas substituindo as iniciais P por PA nos locais onde os pilares foram substituídos por paredes resistentes. Na Figura 8.7 podemos reparar na nomenclatura dos elementos verticais do piso 1 para efeitos de dimensionamento. Os pisos 2 e 3 têm uma nomenclatura idêntica onde apenas é alterado o primeiro índice para 2 e 3, respectivamente

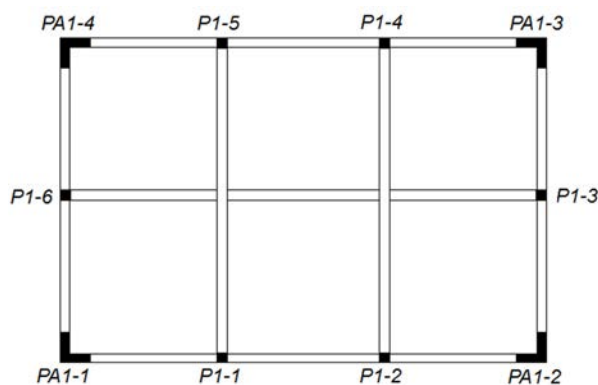


Figura 8.7: Nomenclatura dos elementos verticais do piso 1

As paredes resistentes foram modeladas como elementos de barra, pelo que o dimensionamento das armaduras foi realizado de modo semelhante ao dos pilares. Isto é, a distribuição das armaduras é realizada com base na distribuição de tensões da secção condicionante.

Este modelo de cálculo oferece algumas vantagens dada a geometria irregular das paredes. No entanto, uma vez que as disposições construtivas vão ser realizadas com base no dimensionamento de pilares, é necessário realizar algumas verificações, e caso seja necessário, as correspondentes modificações, por

forma a adaptar as disposições construtivas em coerência com o dimensionamento de paredes resistentes.

Armaduras verticais

- A área de armadura vertical, $A_{s,v}$, deve estar compreendida entre os seguintes valores (art.º 9.6.2(1) do EC2):

$$0,002 A_c \leq A_{s,v} \leq 0,04 A_c \quad (8.9)$$

- A distância entre dois varões longitudinais adjacentes não deve ser superior ao menor dos seguintes valores: 3 vezes a espessura da parede ou 400mm (art.º 9.6.2(3) do EC2).

Armadura transversais

- Devem dispor-se de armaduras horizontais, paralelas aos paramentos da parede, com uma área não inferior a $A_{s,hmin}$ (art.º 9.6.3(1) do EC2).

$$A_{s,hmin} = \max\{0,25 \times A_{s,v}; 0,001 A_c\} \quad (8.10)$$

- Os varões horizontais deverão apresentar um espaçamento menor ou igual a 400 mm (art.º 9.6.3(2) do EC2).
- Em qualquer parte de uma parede onde a área total da armadura vertical nas duas faces seja superior a $0,02 A_c$, devem dispor-se armaduras transversais, sobre a forma de estribo ou ganchos, de acordo com o art.º 9.6.4(1) do EC2.
- No caso da armadura principal ser colocada próximo das faces da parede, deve utilizar-se também uma armadura transversal constituída pelo menos por 4 estribos por m^2 de área da parede (art.º 9.6.4(2) do EC2).

Por fim, uma vez que o elemento a dimensionar tem o objectivo de resistir aos efeitos da acção sísmica, é necessário verificar se a armadura transversal é suficiente para resistir ao esforço transversal máximo actuante nas combinações de estado limite último.

Na Figura 8.8 é apresentado o modo de cálculo de armadura para resistir ao esforço transversal de uma parede.

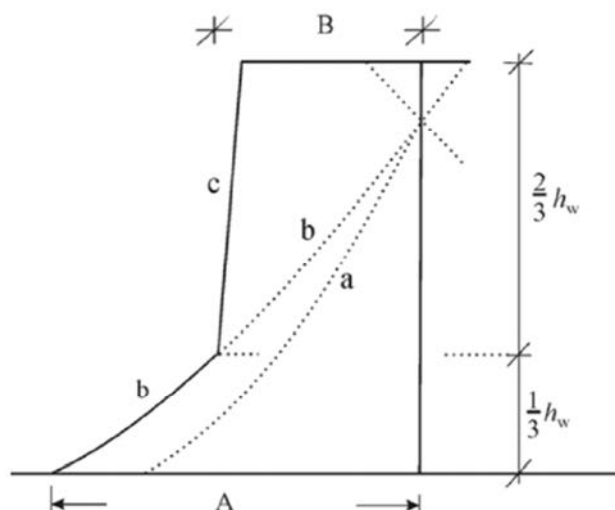


Figura 8.8: Esquema de dimensionamento das paredes resistentes à acção sísmica com base no EC8

Em que:

- Curva a – diagrama de esforço transverso resultante da análise.
- Curva b – diagrama de esforço transverso amplificado de forma a ter em conta o possível aumento do esforço transverso na base da parede devido à entrada em regime não linear.
- Curva c – envolvente de esforços do esforço transverso.
- A – esforço transverso de dimensionamento na base da parede, dado por (art.º 5.4.2.4(7) do EC8).

$$V_{ed.base\ da\ parede} = 1,5 \times V_{m\acute{a}x} \quad (8.11)$$

- B – esforço transversal de dimensionamento do topo da parede, dado por (art.º 5.4.2.4(8) do EC8):

$$V_{ed,topo\ da\ parede} = \frac{V_{ed,base\ da\ parede}}{2} \quad (8.12)$$

- h_w – altura total da parede

Em que:

V_{ed} , base da parede	Esforço transverso resistente na base da parede
V_{ed} , topo da parede	Esforço transverso resistente no topo da parede
$V_{máx}$	Esforço transverso máximo em toda a parede

Uma vez que as paredes apresentam uma altura relativamente pequena, optou-se por não realizar escalonamento da armadura de esforço transversal, pelo que a armadura adoptada corresponde à armadura obtida para $V_{ed,base}$ da parede.

Mais ainda, tendo em conta que as paredes resistentes foram modeladas como elementos de barra, nomeadamente pilares, é necessário adoptar a mesma armadura transversal nas duas direcções. Esta é uma das maiores limitações apresentadas pelo programa ao longo do dimensionamento da estrutura. No entanto, dada a proximidade de dimensões e esforços apresentados por cada parede nas duas direcções, o erro associado a esta simplificação é relativamente pequeno.

No Quadro 8.5 podemos avaliar a armadura vertical obtida com o programa de cálculo para todas as paredes resistentes, com base na distribuição de tensões na secção condicionante.

Quadro 8.5: Armadura vertical a colocar nas paredes resistentes

	As do ROBOT		As m2	
	x	y	x (m ²)	y (m ²)
PA1-1	49 ϕ 25	36 ϕ 25	0,024053	0,017671
PA1-2	35 ϕ 25	48 ϕ 25	0,023562	0,017181
PA1-3	35 ϕ 25	48 ϕ 25	0,023562	0,017181
PA1-4	49 ϕ 25	36 ϕ 25	0,024053	0,017671
PA2-1	17 ϕ 25	32 ϕ 25	0,015708	0,007363
PA2-2	32 ϕ 25	17 ϕ 25	0,015708	0,008345
PA2-3	32 ϕ 25	17 ϕ 25	0,015708	0,008345
PA2-4	32 ϕ 25	15 ϕ 25	0,015708	0,007363
PA3-1	35 ϕ 12	24 ϕ 12	0,003958	0,002714
PA3-2	49 ϕ 12	22 ϕ 12	0,005542	0,002488
PA3-3	49 ϕ 12	22 ϕ 12	0,005542	0,002488
PA3-4	35 ϕ 12	24 ϕ 12	0,003958	0,002714

No Quadro 8.6 encontra-se o valor de esforço transversal máximo limite, de acordo com a força máxima de compressão nas bielas.

Quadro 8.6 Esforço transversal máximo com base na força máxima de compressão das bielas

Elemento	bw (m)	z (m)	θ	Vrd,máx (Kn)
PA1-1	0,45	1,15	45°	10929,6
PA1-2	0,45	1,15	45°	10929,6
PA1-3	0,45	1,15	45°	10929,6
PA1-4	0,45	1,15	45°	10929,6
PA2-1	0,35	0,75	45°	5544
PA2-2	0,35	0,75	45°	5544
PA2-3	0,35	0,75	45°	5544
PA2-4	0,35	0,75	45°	5544
PA3-1	0,35	0,75	45°	5544
PA3-2	0,35	0,75	45°	5544
PA3-3	0,35	0,75	45°	5544
PA3-4	0,35	0,75	45°	5544

No Quadro 8.7 podemos analisar a armadura horizontal mínima a colocar em cada parede resistente, por forma a cumprir todas as disposições construtivas do EC2 e a verificação de segurança ao esforço transversal segundo o EC8.

Quadro 8.7: Armadura horizontal a colocar nas paredes resistentes

Elemento	0,25AS	0,001AC	VED	VED*1,5	AS VED*1,5	AS,h min	As a colocar
PA1-1	0,00060132	0,0001035	1174,02	1761,03	0,0035203	0,00352	$\phi 20//0,18(2r)$
PA1-2	0,00058905	0,0001035	853,66	1280,49	0,0025597	0,00256	$\phi 20//0,25(2r)$
PA1-3	0,00058905	0,0001035	792,28	1188,42	0,002375652	0,002376	$\phi 20//0,25(2r)$
PA1-4	0,00060132	0,0001035	1177,2	1765,8	0,003529835	0,00353	$\phi 20//0,18(2r)$
PA2-1	0,0007854	0,000105	586,03	879,045	0,002694391	0,002694	$\phi 20//0,24(2r)$
PA2-2	0,0007854	0,000105	579,16	868,74	0,002662805	0,002663	$\phi 20//0,24(2r)$
PA2-3	0,0007854	0,000105	567,91	851,865	0,00261108	0,002611	$\phi 20//0,24(2r)$
PA2-4	0,0007854	0,000105	560,13	840,195	0,00257531	0,002575	$\phi 20//0,24(2r)$
PA3-1	0,00019792	0,000105	553,42	830,13	0,00254446	0,002544	$\phi 20//0,25(2r)$
PA3-2	0,00027709	0,000105	522,31	783,465	0,002401425	0,002401	$\phi 20//0,25(2r)$
PA3-3	0,00027709	0,000105	525,05	787,575	0,002414023	0,002414	$\phi 20//0,25(2r)$
PA3-4	0,00019792	0,000105	558,09	837,135	0,002565931	0,002566	$\phi 20//0,25(2r)$

Na Figura 8.9 encontra-se o desenho das armaduras verticais e horizontais da parede PA1-1.

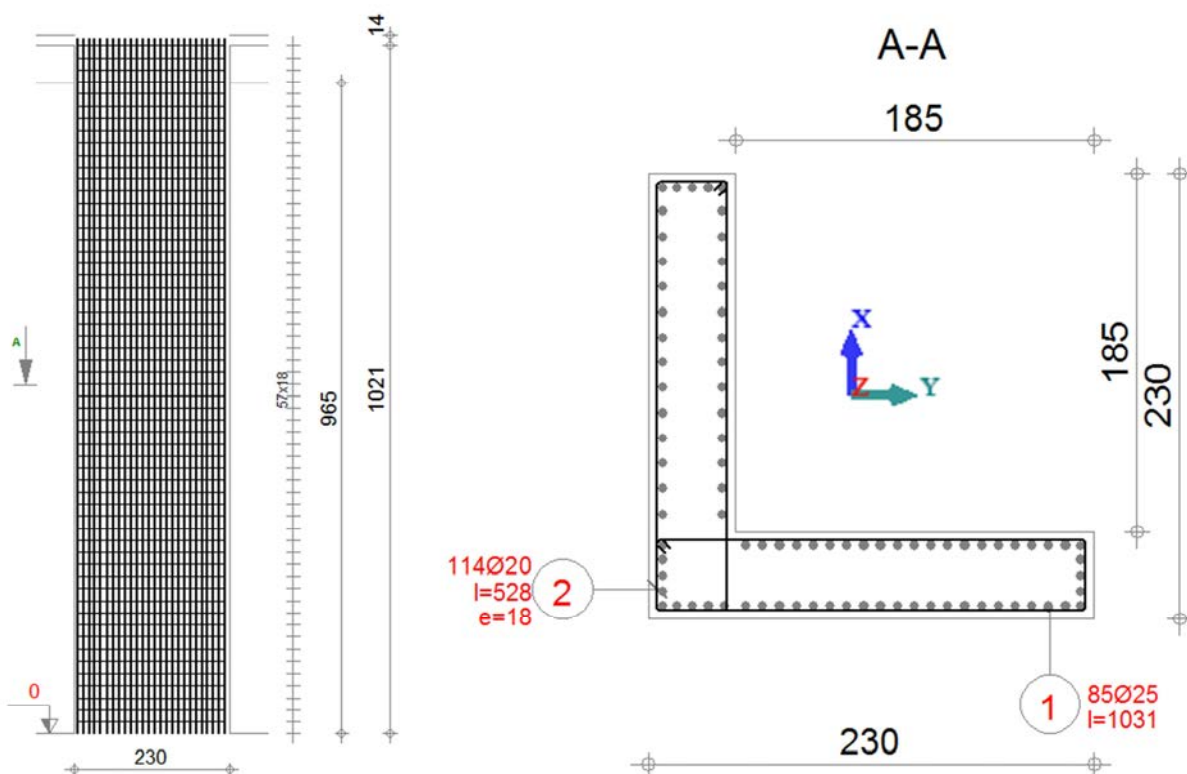


Figura 8.9: Desenho das armaduras da parede PA1-1

Como podemos reparar pelo desenho das armaduras da secção A-A da Figura 8.9, um dos defeitos do programa de cálculo automático é o facto de não indicar a armadura a colocar em cada direcção na parede, mas sim no global (para pilares/paredes em L).

Os efeitos de 2º ordem globais foram tidos em conta no pré-dimensionamento das paredes resistentes pelo que apenas foi necessário dimensionar as mesmas com base nos momentos de 1º ordem e momentos de 2º ordem locais.

Os desenhos das armaduras assim como os resultados obtidos no dimensionamento de todas as paredes resistentes encontram-se no Anexo D.

9

CONCLUSÃO

O objectivo principal da presente dissertação passava pela aplicação de todo um conjunto de conhecimentos desenvolvidos ao longo da actividade prática do curso de engenharia civil. Objectivo esse que foi alcançado, com recurso ao dimensionamento de um projecto de estruturas de um edifício irregular, com recurso a cálculo automático. Ainda assim, na procura de validar todos os resultados, o autor viu-se obrigado a deixar o dimensionamento das lajes e das fundações para desenvolvimentos futuros.

O facto de o edifício apresentar condicionantes arquitectónicas especiais, criou dificuldades acrescidas no dimensionamento da estrutura, pelo que foi necessário recorrer a técnicas menos correntes por forma a cumprir todos os critérios gerais de segurança. Uma vez dado por terminado o projecto, é possível retirar algumas ilações sobre as opções estruturais que servem de suporte ao edifício.

O pré-dimensionamento das vigas com base no estudo de uma grelha, foi importante para garantir um dimensionamento económico, com a obtenção de secções económicas e taxas de armadura que garantem um comportamento dúctil na rotura.

O facto de as vigas de maiores vãos, que servem de suporte aos elementos de laje, apresentarem momentos e deformações elevadas, obrigou ao recurso e implementação da técnica de pré-esforço. Ao longo do processo de dimensionamento das vigas pré-esforçadas, foi possível realizar o dimensionamento das vigas da cobertura do piso 7 sem recurso a armadura de pré-esforço, através da inclusão de dois pilares apoiados a meio vão das vigas pré-esforçadas do piso 6, permitindo deste modo contribuir para a economia global do edifício. Ao contrário de todos os restantes elementos estruturais, cujas armaduras foram obtidas com cálculo automático, as armaduras das vigas pré-esforçadas foram calculadas analiticamente, uma vez que o programa ROBOT não consegue realizar o dimensionamento de vigas com uma secção formada por dois banzos, como era o caso.

O pré-dimensionamento dos pilares sem a definição de uma solução estrutural de contraventamento revelou-se insuficiente, pelo que foi necessário realizar uma segunda iteração, com a análise do comportamento da estrutura às acções sísmicas e o dimensionamento de um sistema de contraventamento que permita a verificação dos critérios gerais de segurança do EC8.

O dimensionamento das armaduras das vigas e pilares, com base no programa de cálculo automático de que foi alvo de estudo nesta dissertação, revelou-se indicado, pelo que é possível concluir que estamos perante uma poderosa ferramenta de cálculo, desde a primeira fase de dimensionamento, com a obtenção dos esforços de cálculo, até à última fase de dimensionamento, com a obtenção dos desenhos de armaduras de todos os elementos numa questão de minutos.

Contudo, ainda que o programa apresente todo um conjunto de vantagens, apenas é aconselhável o seu recurso para o dimensionamento das armaduras de estruturas associadas a zonas com baixo risco de sismicidade. Esta foi a maior dificuldade sentida ao longo do projecto, em que para realizar um dimensionamento de acordo com a regulamentação do EC2, sem o acrescento de critérios de ductilidade do EC8, como é de resto o dimensionamento realizado pelo ROBOT, foi necessário adoptar um coeficiente de comportamento baixo, que por sua vez aumentou consideravelmente os esforços de dimensionamento da estrutura.

Bibliografia

- Appleton, J., (2010). *Estruturas de betão I - Módulo 5 – Verificação de segurança aos estados limites últimos de elementos com esforço axial não desprezável*. Departamento de Engenharia Civil, IST, Lisboa.
- Appleton, J., Marchão, C. (2007). *Estruturas de betão II - Módulo 1 – Pré-esforço*. Departamento de Engenharia Civil, IST, Lisboa.
- Autodesk. (2010). *User Guide*.
- Barros, H., Figueiras, J. (2007). *Estruturas de Betão - Secções sujeitas á flexão e esforços axiais - Tabelas e ábacos de dimensionamento de acordo com o Eurocódigo 2*. Labest, FEUP, Porto.
- Câmara, J., Figueiredo, C., Cardos, C. (2008). *Edifício do Funchal Centrum (Dolce Vita Funchal)*. BE2008 - Encontro Nacional Betão Estrutural 2008, 5, 6, 7 de Novembro de 2008, Guimarães.
- EN 1990. (2002). *Eurocode – Basis of structural design*. CEN, Brussels.
- EN 1991-1-1. (2002). *Eurocode 1: Actions on structures – Part1-1: General actions –Densities, self-weight, imposed loads for buildings*. CEN, Brussels.
- EN 1992-1-1. (2004). *Eurocódigo 2: Projecto de estruturas de betão – Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios*. CEN, Bruxelas.
- EN 1998-1. (2009). *Eurocódigo 8: Projecto de estruturas para resistência aos sismos – Parte 1: Regras gerais, acções sísmicas e regras para edifícios*. CEN, Brussels.
- Figueiras, J., (1997). *Verificação aos estados limites de utilização*. Feup, Porto.
- Lopes, H., (2007). *Comparação do Eurocódigo 8 com o RSA/REBAP*, Instituto Superior Técnico da Universidade Técnica de Lisboa.
- Machado, P. (2010). *Projecto de estruturas de um edifício*. Dissertação de Mestrado, Instituto Superior Técnico da Universidade Técnica de Lisboa.
- R.E.B.A.P. (1983). *Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado*. Porto Editora, Porto.
- R.S.A. (1983). *Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes*. Porto Editora, Porto.
- Santos, P. (2010). *Projecto de estruturas de um edifício de acordo com os Eurocódigos EC1, EC2 e EC8*, Instituto Superior Técnico da Universidade Técnica de Lisboa.

Anexos

Anexo A: Valores de cálculo de dimensionamento das vigas pré-esforçadas

Valor do pré-esforço a tempo infinito:

VIGA 1-13	Pré-esforço (Kn)						
	Perdas imediatas			Perdas diferida			Final
secção	atrito	reentrada nas cunhas	def. instantânea	retracção	fluência	relaxação	
1º apoio	0,00	452,44	11,15	131,04	110,54	85,19	2542,76
meio vão	156,21	140,01	3,92	131,04	38,88	107,17	2755,88
2º apoio	305,10	0,00	12,43	131,04	123,19	104,60	2656,76

VIGA 2-12	Pré-esforço (Kn)						
	perdas imediatas			perdas diferida			Final
secção	atrito	reentrada nas cunhas	def. instantânea	retracção	fluência	relaxação	
1º apoio	0,00	452,44	11,15	131,04	110,54	85,19	2542,76
meio vão	156,21	140,01	3,92	131,04	38,88	107,17	2755,88
2º apoio	305,10	0,00	12,43	131,04	123,19	104,60	2656,76

VIGA 2-13	Pré-esforço (Kn)						
	perdas imediatas			perdas diferida			Final
secção	atrito	reentrada nas cunhas	def. instantânea	retracção	fluência	relaxação	
1º apoio	0,00	452,44	11,15	131,04	110,54	85,19	2542,76
meio vão	156,21	140,01	3,92	131,04	38,88	107,17	2755,88
2º apoio	305,10	0,00	12,43	131,04	123,19	104,60	2656,76

VIGA 3-12	Pré-esforço (Kn)						
	perdas imediatas			perdas diferida			Final
secção	atrito	reentrada nas cunhas	def. instantânea	retracção	fluência	relaxação	
1º apoio	0,00	452,44	11,15	131,04	110,54	85,19	2542,76
meio vão	156,21	140,01	3,92	131,04	38,88	107,17	2755,88
2º apoio	305,10	0,00	12,43	131,04	123,19	104,60	2656,76

VIGA 3-13	Pré-esforço (Kn)						
	perdas imediatas			perdas diferida			Final
secção	atrito	reentrada nas cunhas	def. instantânea	Retracção	fluência	relaxação	
1º apoio	0,00	452,44	11,15	131,04	110,54	85,19	2542,76
meio vão	156,21	140,01	3,92	131,04	38,88	107,17	2755,88
2º apoio	305,10	0,00	12,43	131,04	123,19	104,60	2656,76

VIGA 4-8	Pré-esforço (Kn)						
	perdas imediatas			perdas diferida			Final
secção	atrito	reentrada nas cunhas	def. instantânea	retracção	fluência	relaxação	
1º apoio	0,00	452,44	11,15	131,04	110,54	85,19	2542,76
meio vão	156,21	140,01	3,92	131,04	38,88	107,17	2755,88
2º apoio	305,10	0,00	12,43	131,04	123,19	104,60	2656,76

VIGA 4-9	Pré-esforço (Kn)						
	perdas imediatas			perdas diferida			Final
secção	atrito	reentrada nas cunhas	def. instantânea	retracção	fluência	relaxação	
1º apoio	0,00	452,44	11,15	131,04	110,54	85,19	2542,76
meio vão	156,21	140,01	3,92	131,04	38,88	107,17	2755,88
2º apoio	305,10	0,00	12,43	131,04	123,19	104,60	2656,76

VIGA 5-8	Pré-esforço (Kn)						
	perdas imediatas			perdas diferida			Final
secção	atrito	reentrada nas cunhas	def. instantânea	retracção	fluência	relaxação	
1º apoio	0,00	452,44	11,15	131,04	110,54	85,19	2542,76
meio vão	156,21	140,01	3,92	131,04	38,88	107,17	2755,88
2º apoio	305,10	0,00	12,43	131,04	123,19	104,60	2656,76

VIGA 5-9	Pré-esforço (Kn)						
	perdas imediatas			perdas diferida			Final
secção	atrito	reentrada nas cunhas	def. instantânea	retracção	fluência	relaxação	
1º apoio	0,00	452,44	11,15	131,04	110,54	85,19	2542,76
meio vão	156,21	140,01	3,92	131,04	38,88	107,17	2755,88
2º apoio	305,10	0,00	12,43	131,04	123,19	104,60	2656,76

VIGA 6-8	Pré-esforço (Kn)						
	perdas imediatas			perdas diferida			Final
secção	atrito	reentrada nas cunhas	def. instantânea	retracção	fluência	relaxação	
1º apoio	0,00	395,88	7,04	114,66	69,90	74,87	2254,12
meio vão	136,68	122,51	0,40	114,66	3,94	94,23	2444,06
2º apoio	266,96	0,00	8,02	114,66	79,60	91,94	2355,29

VIGA 6-9	Pré-esforço (Kn)						
	perdas imediatas			perdas diferida			Final
secção	atrito	reentrada nas cunhas	def. instantânea	retracção	fluência	relaxação	
1º apoio	0,00	650,38	31,63	188,37	312,38	120,59	3488,01
meio vão	224,55	201,27	23,10	188,37	227,92	151,47	3774,68
2º apoio	438,58	0,00	34,26	188,37	338,38	147,98	3643,79

Armadura ordinária necessária para resistir ao momento máximo em estado limite último:

VIGA 1-13	Momento (KN.m)		x (m) de M máx	x (m) de M máx. teórico superior	As (m ²) teórico superior	As (m ²) teórico inferior	As (m ²) a colocar superior	As (m ²) a colocar superior
	Máx	Máx (+) nos apoios						
Secção								
1º apoio	-3668,61	1441,19	0,415	0,174	0,00165	0,00056	9φ16//0,1	3φ16//0,28
Meio vão	1506,92		0,230			0,00093	0	5φ16//0,13
2º apoio	-3378,53	1500,30	0,373	0,182	0,00070	0,00059	4φ16//0,28	3φ16//0,28

VIGA 2-12	Momento (KN.m)		x (m) de M máx	x (m) de M máx. teórico superior	As (m ²) teórico superior	As (m ²) teórico inferior	As (m ²) a colocar superior	As (m ²) a colocar superior
	Máx	Máx (+) nos apoios						
Secção								
1º apoio	-3555,78	1395,70	0,400	0,171	0,00130	0,00045	7φ16//0,14	3φ16//0,28
Meio vão	1341,81		0,221			0,00061	0	4φ16//0,18
2º apoio	-3602,85	1424,15	0,404	0,177	0,00138	0,00042	7φ16//0,14	3φ16//0,28

VIGA 2-13	Momento (KN.m)		x (m) de M máx	x (m) de M máx. teórico superior	As (m ²) teórico superior	As (m ²) teórico inferior	As (m ²) a colocar superior	As (m ²) a colocar superior
	Máx	Máx (+) nos apoios						
Secção								
1º apoio	-4451,51	2008,19	0,546	0,210	0,00453	0,00189	23φ16//0,03	10φ16//0,05
Meio vão	1346,70		0,219			0,00052	0	3φ16//0,28
2º apoio	-4189,60	2099,62	0,490	0,221	0,00329	0,00201	17φ16//0,04	10φ16//0,05

VIGA 3-12	Momento (KN.m)		x (m) de M máx	x (m) de M máx. teórico superior	As (m ²) teórico superior	As (m ²) teórico inferior	As (m ²) a colocar superior	As (m ²) a colocar superior
	Máx	Máx (+) nos apoios						
Secção								
1º apoio	-3140,85	1527,66	0,343	0,180	0	0,00076	0	4φ16//0,18
Meio vão	1348,27		0,195			0	0	0
2º apoio	-3154,48	1567,57	0,343	0,187	0	0,00075	0	4φ16//0,18

VIGA 3-13	Momento (KN.m)		x (m) de M máx	x (m) de M máx. teórico superior	As (m ²) teórico superior	As (m ²) teórico inferior	As (m ²) a colocar superior	As (m ²) a colocar superior
	Máx	Máx (+) nos apoios						
Secção								
1º apoio	-3849,33	2122,11	0,442	0,218	0,00222	0,00216	12φ16//0,07	11φ16//0,05
Meio vão	1287,21		0,198			0	0	0
2º apoio	-3861,85	2187,60	0,441	0,227	0,00220	0,00222	11φ16//0,08	12φ16//0,04

VIGA 4-8	Momento (KN.m)		x (m) de M máx	x (m) de M máx. teórico superior	As (m ²) teórico superior	As (m ²) teórico inferior	As (m ²) a colocar superior	As (m ²) a colocar superior
	Máx	Máx (+) nos apoios						
Secção								
1º apoio	-2597,09	1749,79	0,274	0,194	0	0,00128	0	7φ16//0,09
Meio vão	886,93		0,145			0	0	0
2º apoio	-2607,05	1793,12	0,273	0,201	0	0,00128	0	7φ16//0,09

VIGA 4-9	Momento (KN.m)		x (m) de M máx	x (m) de M máx. teórico superior	As (m ²) teórico superior	As (m ²) a colocar inferior	As (m ²) a colocar superior	As (m ²) a colocar superior
	Máx	Máx (+) nos apoios						
Secção								
1º apoio	-3429,53	1774,90	0,382	0,195	0,00091	0,00134	5φ16//0,21	7φ16//0,09
Meio vão	1408,51		0,208			0,00012	0	2φ16
2º apoio	-3412,44	1837,74	0,377	0,204	0,00080	0,00138	4φ16//0,28	7φ16//0,09

VIGA 5-8	Momento (KN.m)		x (m) de M máx	x (m) de M máx. teórico superior	As (m ²) teórico superior	As (m ²) teórico inferior	As (m ²) a colocar inferior	As (m ²) a colocar superior
	Máx	Máx (+) nos apoios						
Secção								
1º apoio	-2162,43	1490,11	0,222	0,177	0	0,00067	0	4φ16//0,18
Meio vão	1065,14		0,160			0	0	0
2º apoio	-2169,81	1536,20	0,221	0,185	0	0,00068	0	4φ16//0,18

VIGA 5-9	Momento (KN.m)		x (m) de M máx	x (m) de M máx. teórico superior	As (m ²) teórico superior	As (m ²) teórico inferior	As (m ²) a colocar inferior	As (m ²) a colocar superior
	Máx	Máx (+) nos apoios						
Secção								
1º apoio	-2645,55	1301,58	0,280	0,165	0	0,00024	0	2φ16//0,57
Meio vão	1539,26		0,223			0,00068	0	4φ16//0,18
2º apoio	-2633,01	1365,91	0,276	0,174	0	0,00028	0	2φ16//0,57

VIGA 6-8	Momento (KN.m)		x (m) de M máx	x (m) de M máx. teórico superior	As (m ²) teórico superior	As (m ²) teórico inferior	As (m ²) a colocar inferior	As (m ²) a colocar superior
	Máx	Máx (+) nos apoios						
Secção								
1º apoio	-1724,15	660,83	0,172	0,116	0	0	0	0
Meio vão	1214,78		0,191			0	0	3φ16//0,28
2º apoio	-1731,74	700,57	0,171	0,122	0	0	0	0

VIGA 6-9	Momento (KN.m)		x (m) de M máx	x (m) de M máx. teórico superior	As (m ²) teórico superior	As (m ²) teórico inferior	As (m ²) a colocar inferior	As (m ²) a colocar superior
	Máx	Máx (+) nos apoios						
Secção								
1º apoio	-2263,37	1116,93	0,233	0,190	0	0,00000	0	0
Meio vão	1877,45		0,275			0,00000	0	0
2º apoio	-2250,36	1199,31	0,228	0,201	0	0,00000	0	0

Armadura de esforço transversal e armadura de tracção adicional a colocar no apoio, devido ao esforço transversal.

	V(zcotg(θ))	As a colocar	tensão máx de compressão (Kn)		Armadura a adicionar no apoio
			nas bielas (28 dias)	admissível	
VIGA 1-13	406,13	φ6//0,1(2r)	2288,198142	10560	6φ20
VIGA 2-12	866,56	φ6//0,05(2r)	4882,330736	10560	11φ20
VIGA 2-13	945,97	φ6//0,05(2r)	5329,738744	10560	12φ20
VIGA 3-12	868,41	φ6//0,05(2r)	4892,753917	10560	12φ20
VIGA 3-13	690,37	φ6//0,05(2r)	3889,649499	10560	9φ20
VIGA 4-8	735,6	φ6//0,05(2r)	4144,482193	10560	10φ20
VIGA 4-9	368,88	φ6//0,1(2r)	2078,325981	10560	5φ20
VIGA 5-8	754,45	φ6//0,05(2r)	4250,685958	10560	10φ20
VIGA 5-9	372,61	φ6//0,1(2r)	2099,341368	10560	5φ20
VIGA 6-8	746,27	φ6//0,05(2r)	4204,598595	10560	10φ20
VIGA 6-9	225,09	φ6//0,1(2r)	1268,191268	10560	3φ20

Anexo B: Estudo dos momentos devido a efeitos de 2º ordem locais e imperfeições geométricas obtidos com base no programa de cálculo automático.

Momento devido às imperfeições geométricas

O momento devido a imperfeições geométricas é calculado de acordo com o EC2-5.2.

É definida uma excentricidade inicial (e_i) com base na inclinação (θ) da estrutura inclinada:

$$e_i = \frac{\theta_i l_0}{2}$$

l_0 Representa o comprimento efectivo de encurvadura.

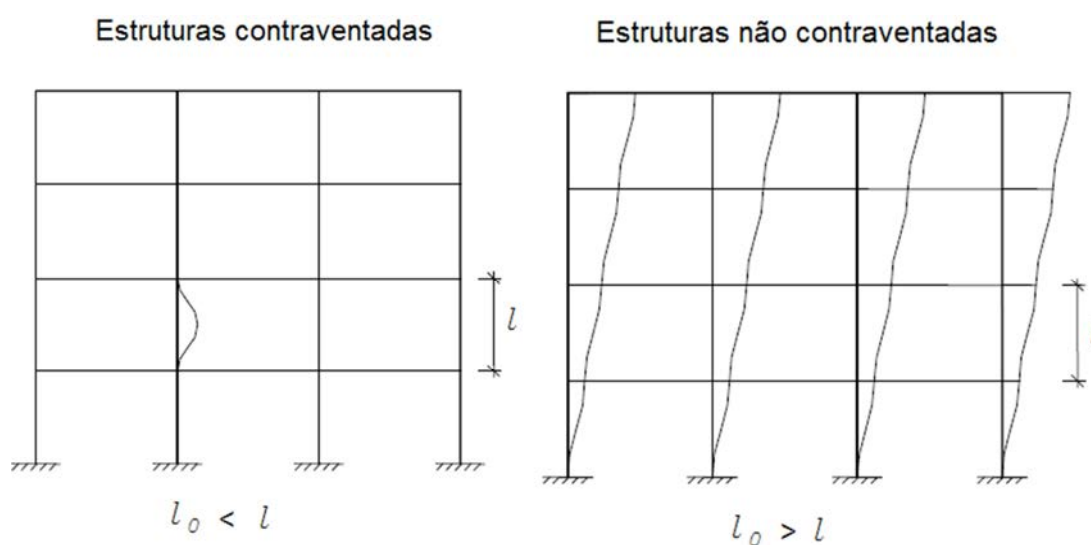
O comprimento de encurvadura é definido pela distância entre os pontos de momento nulo, da distribuição final de momentos ao longo do pilar e pode ser determinado com base na expressão:

$$l_0 = \eta \times l$$

l Representa o comprimento livre do elemento.

η É um factor que depende das condições de ligação das extremidades do elemento.

Para estruturas contraventadas, uma vez que apresentam elevada rigidez à deformação, o comprimento de encurvadura dos pilares é inferior ao comprimento livre do pilar. Da mesma forma para estruturas não contraventadas, devido à sua maior deformabilidade, os pilares apresentam um comprimento de encurvadura superior ao comprimento livre.



O ROBOT não calcula automaticamente o comprimento efectivo de encurvadura de um pilar, no entanto, permite a sua introdução antes de efectuar o cálculo. Em bom rigor deveria ser calculado o comprimento de encurvadura real, no entanto foi adoptado para a análise dos elementos verticais:

$$l_0 = l$$

De facto, uma vez que a estrutura em estudo é contraventada, a simplificação anterior encontra-se do lado da segurança, caso contrário seria imprudente avançar com a opção referida.

A inclinação θ_i pode ser calculada através da seguinte expressão:

$$\theta_i = \theta_0 \times \alpha_h \times \alpha_m$$

Em que:

θ_0 Representa o valor de inclinação base que pode ser tomado igual a 1/200;

α_h Representa um coeficiente de redução relacionado com o comprimento do elemento e é definido pela expressão:

$$\alpha_h = \frac{2}{l} \quad e \quad 2/3 \leq \alpha_h \leq 1$$

α_m Representa um coeficiente de redução relacionado com o número de elementos verticais existente na estrutura e é definido pela expressão seguinte:

$$\alpha_m = 0.5 (1 + 1/m)$$

m Representa o número de elementos verticais

$$\theta_0 = 1/200$$

Momentos de 2º ordem para elementos isolados

De acordo com o EC2 5.8.3.1, os momentos de 2º ordem podem ser desprezados se a esbelteza do pilar, λ , for inferior à esbelteza limite, definida pela expressão:

$$\lambda_{lim} = 20 \times A \times B \times C \sqrt{n}$$

Em que:

$$A = \frac{1}{1 + 0,2\varphi_{ef}}$$

$$B = \sqrt{1 + 2\omega} \quad e \quad \omega = \frac{A_s \times f_{yd}}{A_c \times f_{cd}}$$

$$C = 1,7 - r_m \quad e \quad r_m = \frac{M_{01}}{M_{02}}$$

Em que:

ω Representa a taxa mecânica de armadura

M_{02} e M_{01} Representam os momentos de primeira ordem nas extremidades de modo que:

$$|M_{02}| \geq |M_{01}|$$

Os momentos de 2º ordem, para efeitos de dimensionamento dos pilares e paredes resistentes do presente projecto, foi realizado com base no método da rigidez nominal, pelo que apenas será feita referência ao mesmo. No entanto, o programa permite ainda o cálculo dos momentos de 2º ordem com base no método da curvatura nominal.

Método da rigidez nominal

O momento de 2º ordem pelo método da rigidez nominal é obtido através da majoração do valor do momento flector resultante de uma análise linear, nomeadamente:

$$M_{ed} = M_{0ed} \times \left[1 + \frac{\beta}{N_B/N_{ed} - 1} \right]$$

Em que:

β É um coeficiente que depende da distribuição de momentos de primeira e 2º ordem

Para elementos isolados de secção transversal constante e solicitados por um esforço normal constante pode admitir-se que o momento de 2º ordem tem uma distribuição sinusoidal. Nesse caso:

$$\beta = \frac{\pi^2}{c_0}$$

c_0 É um coeficiente depende da distribuição do momento de primeira ordem e toma o valor:

$c_0 = 8$ Para um momento de primeira ordem constante

$c_0 = 9,6$ Para uma distribuição parabólica

$c_0 = 12$ Para uma distribuição triangular simétrica

Para elementos não sujeitos a uma acção transversal e momentos de primeira ordem diferentes nas extremidades, pode substituir-se os mesmos por um momento de primeira ordem equivalente constante.

$$M_{0e} = 0,6M_{02} + 0,4M_{01} \geq 0,4M_{02} \quad e \quad |M_{02}| \geq |M_{01}|$$

No caso de os momentos de 1º ordem nas extremidades terem sinais contrários, devem entrar ambos na equação anterior com o sinal positivo.

Neste caso deve ser adoptado $c_0 = 8$.

N_B Representa a carga crítica do pilar e pode ser obtido através da expressão:

$$N_B = \frac{\pi^2 EI}{l_0^2}$$

EI Representa a rigidez nominal e deve ser calculada de acordo com a expressão:

$$EI = K_c E_{cd} I_c + K_s E_s I_s$$

Em que:

I_c Momento de inércia da secção transversal de betão

E_s Valor de cálculo do módulo de elasticidade do aço das armaduras,

I_s Momento de inércia das armaduras, em relação ao centro da área do betão

K_c É um coeficiente que toma em conta os efeitos da fendilhação e da fluência

K_s É um coeficiente que toma em conta a contribuição das armaduras.

Nos casos em que $\rho \geq 0,002$:

$$K_s = 1$$

$$K_c = K_1 K_2 / (1 + \varphi_{ef})$$

Em que:

$$\rho = A_s / A_c$$

φ_{ef} É o coeficiente de fluência efectivo

K É um coeficiente que depende da classe de resistência do betão:

$$K_1 = \sqrt{\frac{f_{ck}}{20}} \quad (MPa)$$

K_2 É um coeficiente que depende do esforço normal e da esbelteza:

$$K_2 = n \times \frac{\lambda}{170} \leq 0,20$$

N Representa o valor do esforço normal reduzido de tal modo que:

$$n = \frac{N_{ed}}{A_c \times f_{cd}}$$

Nos casos em que $\rho \geq 0,01$:

$$K_s = 0$$

$$K_c = 0,3 / (1 + 0,5\varphi_{ef})$$

Uma vez detalhados os métodos de cálculo dos momentos devido a imperfeições geométricas, foi realizada uma comparação entre os valores obtidos com o programa e através do cálculo analítico. Para o efeito foi adoptada a combinação ELU1-PE(C).

Esforços de cálculo do pilar 1-2, sem considerar as imperfeições geométricas e efeitos de 2º ordem locais:

	N KN	MAy KN.m	MBy KN.m	MCy KN.m	MAz KN.m	MBz KN.m	MCz KN.m
ELU1-PE	10061,68	-2,79	0,00	-1,67	600,83	-293,90	242,94
ELU2-PE	6202,40	189,51	-301,30	256,79	280,62	-143,33	142,81
ELU3-PE	6006,99	-192,43	301,65	-257,99	301,40	-132,81	153,16
ELU4-PE	7418,83	57,93	-72,00	67,03	46,20	-633,80	-245,43
ELU5-PE	4790,57	-60,85	72,35	-68,24	535,82	357,66	255,35
ELU6-PE	6209,94	204,24	-312,23	270,62	280,10	-143,59	142,55
ELU7-PE	5999,45	-207,16	312,58	-271,82	301,92	-132,55	153,42
ELU8-PE	7508,87	62,53	-77,31	72,15	45,99	-653,38	-257,80
ELU9-PE	4700,53	-65,44	77,66	-73,35	536,03	377,25	267,71

Os índices A e B referem-se às secções de extremidade superior e inferior do pilar. A secção C corresponde à secção interior do pilar onde é obtido o momento máximo de 1º ordem de acordo com a expressão:

$$M_{0e} = 0,6M_{02} + 0,4M_{01} \geq 0,4M_{02} \quad e \quad |M_{02}| \geq |M_{01}|$$

Para o PILAR 1-2 a armadura longitudinal final obtida foi de 14 ϕ 20, num total de armadura de 44cm².

O limite de esbelteza obtido com o programa foi, para um comprimento de curvatura igual a 10m, foi de 30,189.

De acordo com o EC2 e admitindo um comprimento de encurvadura igual ao comprimento livre do pilar:

$$A = \frac{1}{1 + 0,2\varphi_{ef}} = \frac{1}{1 + 0,2 \times 2,5} = 0,67$$

$$\omega = \frac{A_s \times f_{yd}}{A_c \times f_{cd}} = \frac{44 \times 10^{-4} \times 435000}{0,8^2 \times 20000} = 0,15 \rightarrow B = \sqrt{1 + 2 \times 0,15} = 1,14$$

$$r_m = \frac{M_{01}}{M_{02}} = \frac{-293,90}{600,83} = -0,49 \rightarrow C = 1,7 - (-0,49) = 2,19$$

$$n = \frac{10061,68}{0,8^2 \times 20000} = 0,79$$

$$\lambda_{lim} = 20 \times 0,67 \times 1,14 \times 2,19 \sqrt{0,79} = 29,73$$

O valor de λ_{lim} obtido com o programa foi de 30,19, ou seja, muito próximo do valor de cálculo analítico com arredondamento às centésimas.

Uma vez que a secção do pilar é quadrada, a esbelteza do pilar é idêntica para ambas as direcções.

$$I_c = \frac{0,8^4}{12} = 0,03413$$

$$i = \sqrt{\frac{I_c}{A}} = \sqrt{\frac{0,03413}{0,8^2}} = 0,23093 \rightarrow \lambda = \frac{l_0}{i} = 43,30$$

Ou seja, a esbelteza do pilar é superior à esbelteza limite pelo que é necessário contabilizar os efeitos de 2º ordem locais nas duas direcções.

$$\rho = 0,00688 \geq 0,002:$$

Direcção z:

$$K_s = 1$$

$$K_1 = \sqrt{\frac{f_{ck}}{20}} = \sqrt{\frac{30}{20}} = 1,22$$

$$K_2 = n \times \frac{\lambda}{170} \leq 0,20 = 0,79 \times \frac{43,30}{170} = 0,20$$

$$K_c = 1,22 \times 0,20 / (1 + 2,5) = 0,069$$

$$E_{cd} = \frac{33 \times 10^6}{1,2} = 27,5 \times 10^6 \text{ KPa}$$

$$I_s = \left(\frac{\pi \times 0,02^4}{64} + \frac{\pi \times 0,02^2}{4} \times (0,0344^2 \times 10 + 0,334^2) \right) = 51195,67 \text{ KN.m}$$

$$EI = 0,069 \times 27,5 \times 10^6 \times 0,03413 + 1 \times 200 \times 10^6 \times 51195,67 \times 10^{-8} = 167153,015$$

$$N_B = \frac{\pi^2 EI}{l_0^2} = 16497,34$$

$$M_{0ed} = 0,6 \times 600,83 - 0,4 \times 293,90 = 242,94 \text{KN.m}$$

$$\beta = \frac{\pi^2}{8} = 1,23$$

Momento devido a imperfeições geométricas

O momento devido a imperfeições geométricas, apenas deve ser contabilizado na direcção condicionante. Uma vez que os momentos mais elevados para a combinação ELU1-PE ocorrem segundo z, para produzir um aumento do momento nesta direcção a excentricidade terá de se deslocar segundo y.

O número de elementos verticais que contribuem para o efeito do momento devido a imperfeições geométricas, m, é passível de ser introduzido no programa. Caso o utilizador não introduza nenhum dado ele assume o valor unitário, ou seja, está do lado da segurança. Por simplificação, e á semelhança do que foi adoptado para o comprimento de encurvadura, foi decidido avançar com o valor assumido pelo ROBOT, de modo que:

$$m = 1 \rightarrow \alpha_m = 0.5 \left(1 + \frac{1}{1} \right) = 1$$

$$\alpha_h = \frac{2}{\sqrt{l}} = 0,63 \quad e \quad \frac{2}{3} \leq \alpha_h \leq 1 \rightarrow \alpha_h = 0,67$$

$$\theta_i = 1 \times 0,67 \times 0,005 = 0,00335 \rightarrow e_i = \frac{0,00335 \times 10}{2} \times 10^2 = 1,67 \text{cm}$$

$$M_{0e} = e_i \times N = 0,0167 \times 10061,68 = 168,03 \text{KN.m}$$

Momento total de cálculo total segundo z:

$$M_{ed,z} = (168,03 + 242,94) \times \left[1 + \frac{1,23}{\frac{16497,34}{10061,68} - 1} \right] = 1201,27 \text{KN.m}$$

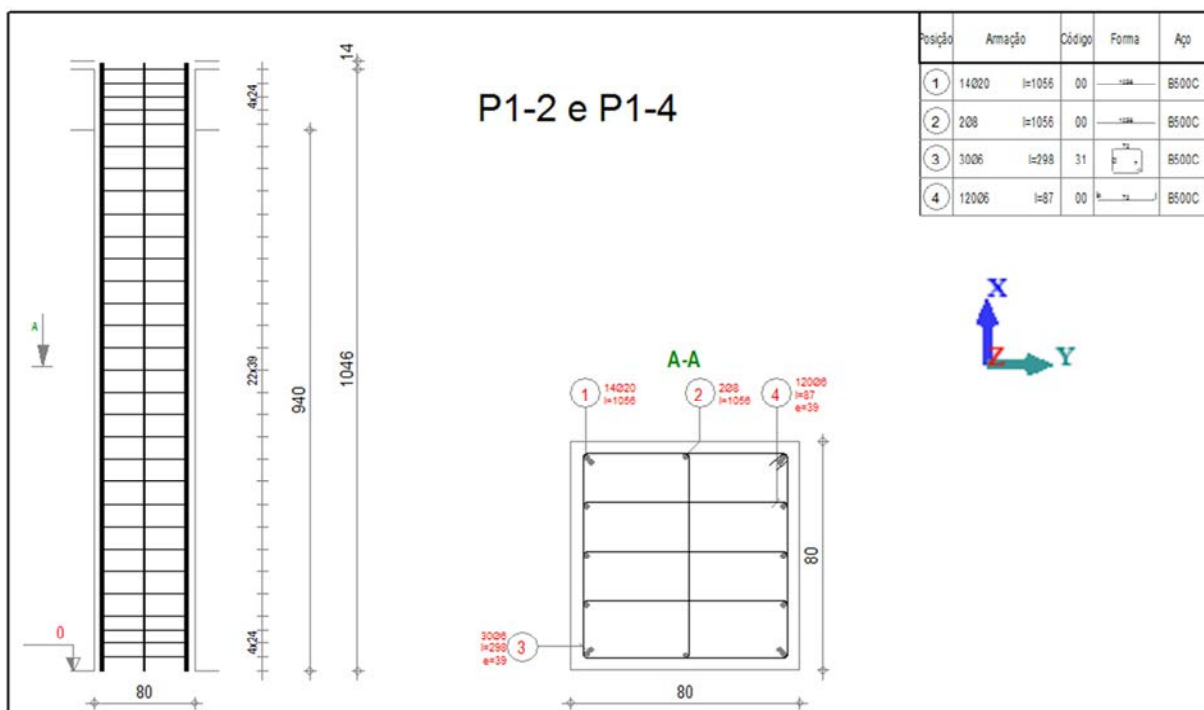
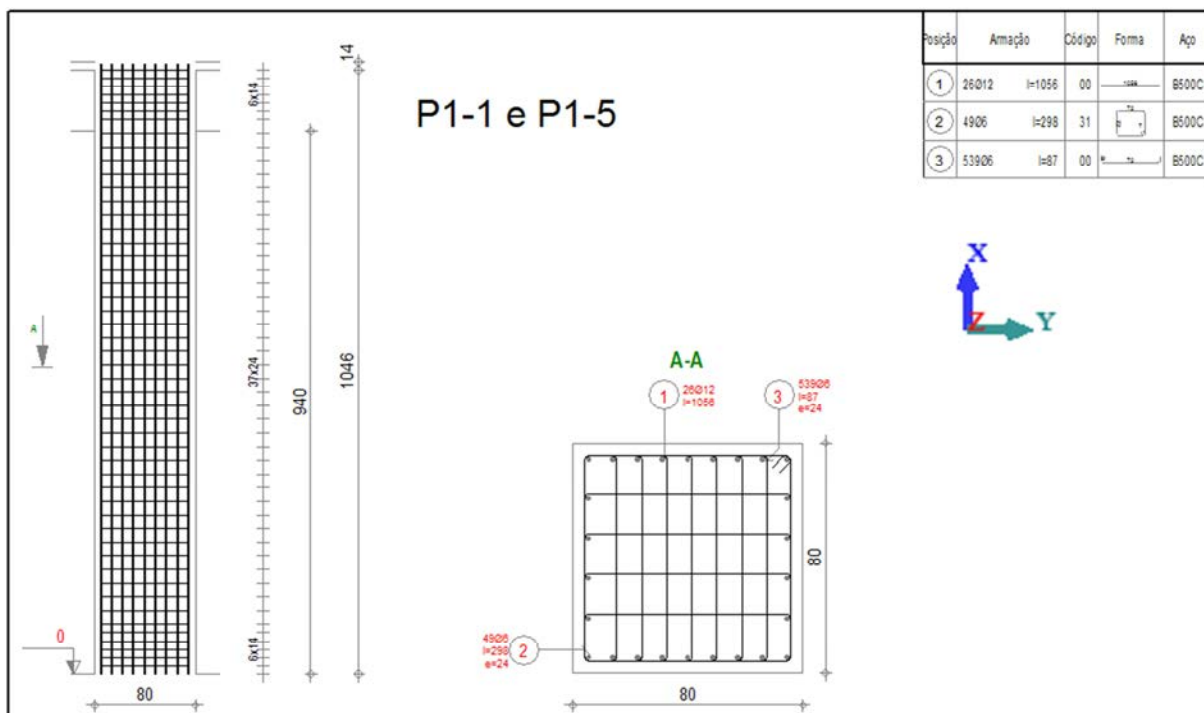
$$M_{ed,z}(\text{ROBOT}) = 1181,42 \text{KN.m}$$

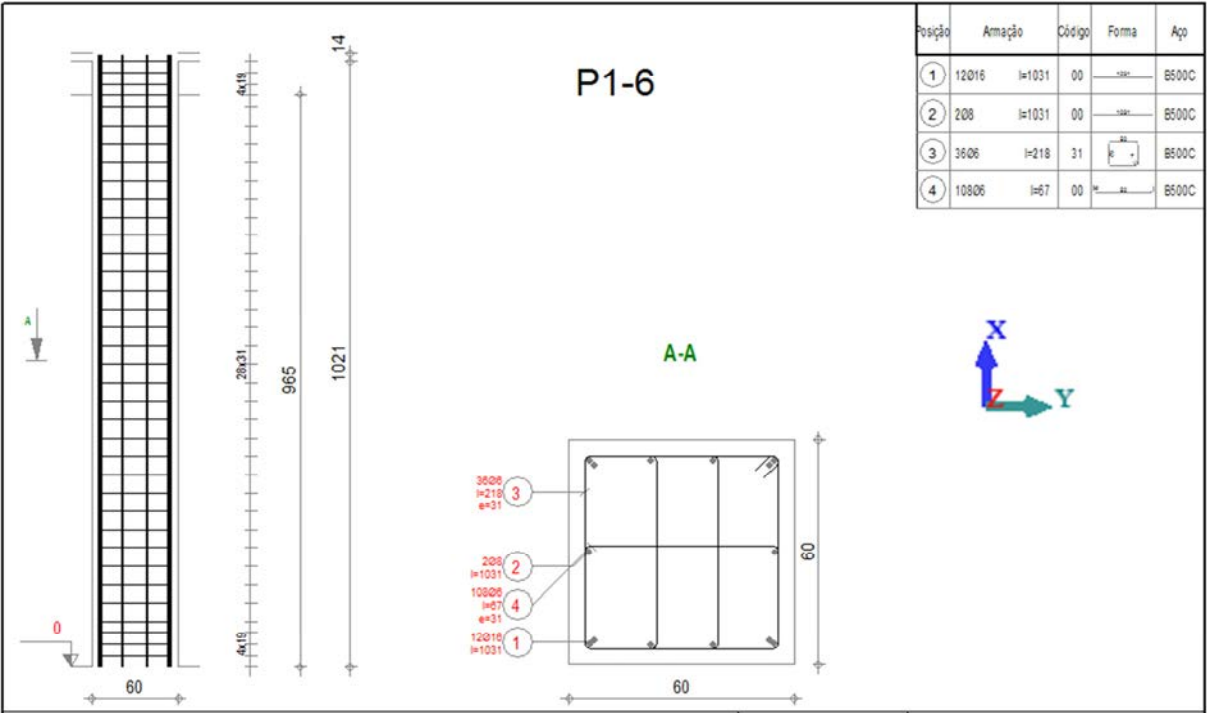
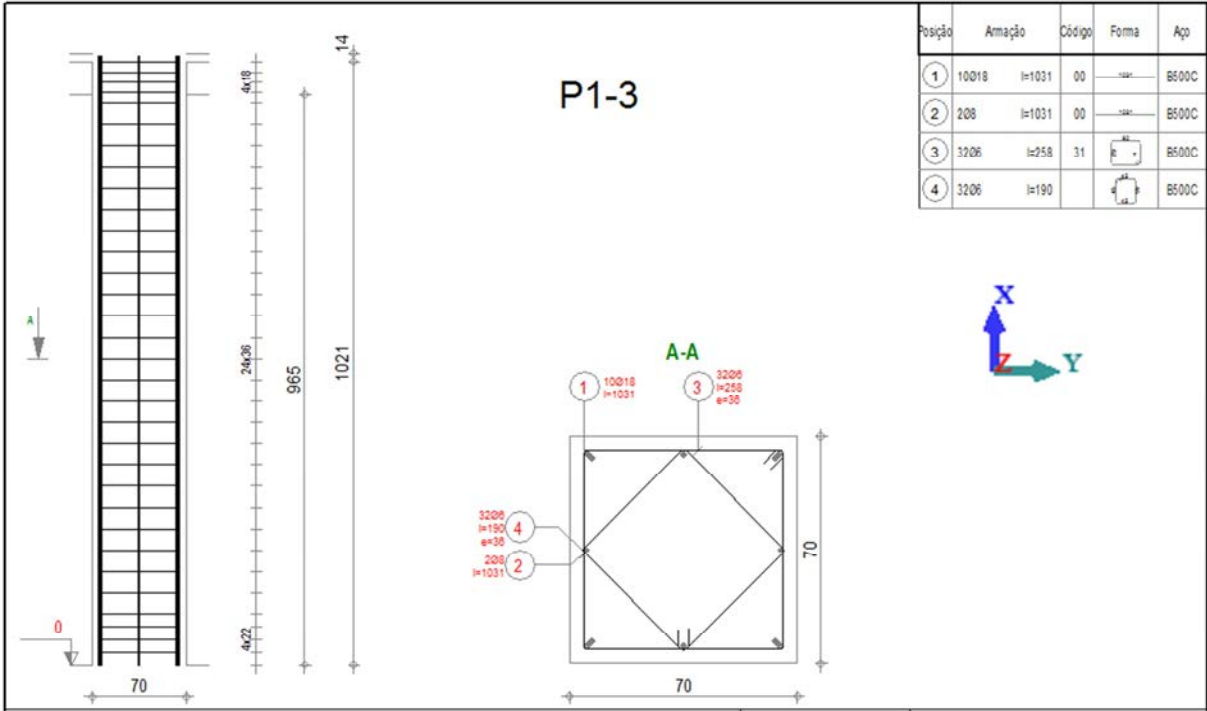
Tendo em conta a quantidade de arredondamentos realizados, a margem de erro entre os valores fornecidos pelo programa e obtidos por método analítico é mínima.

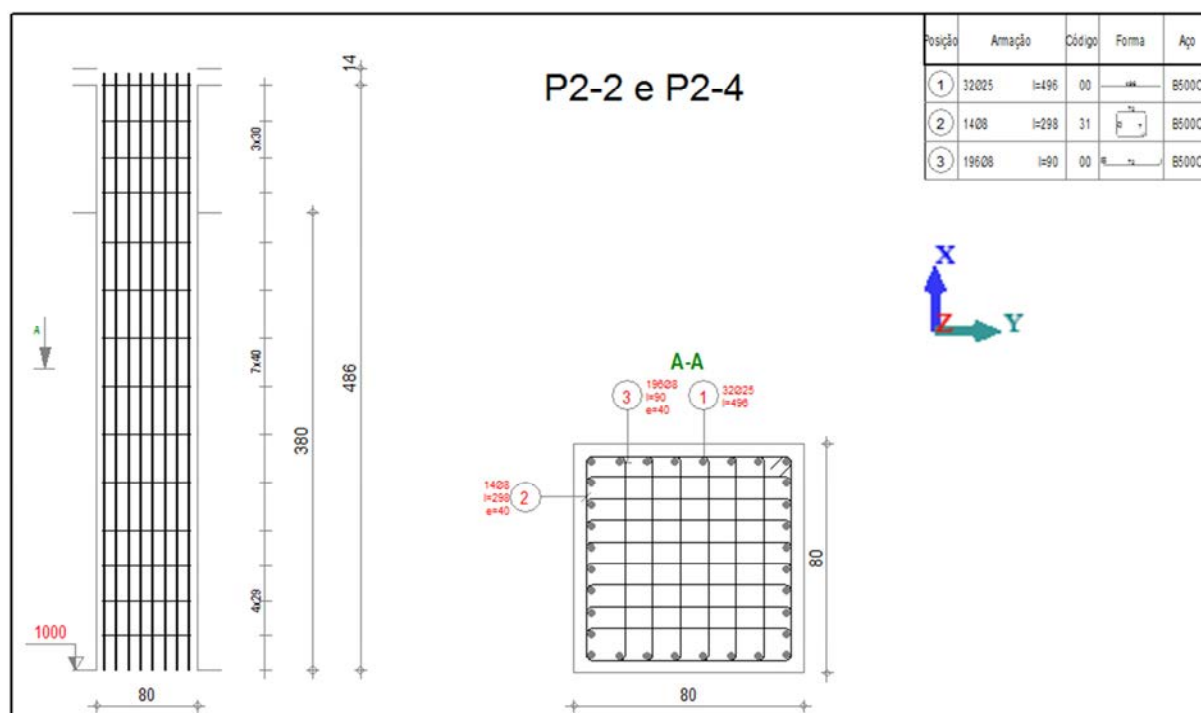
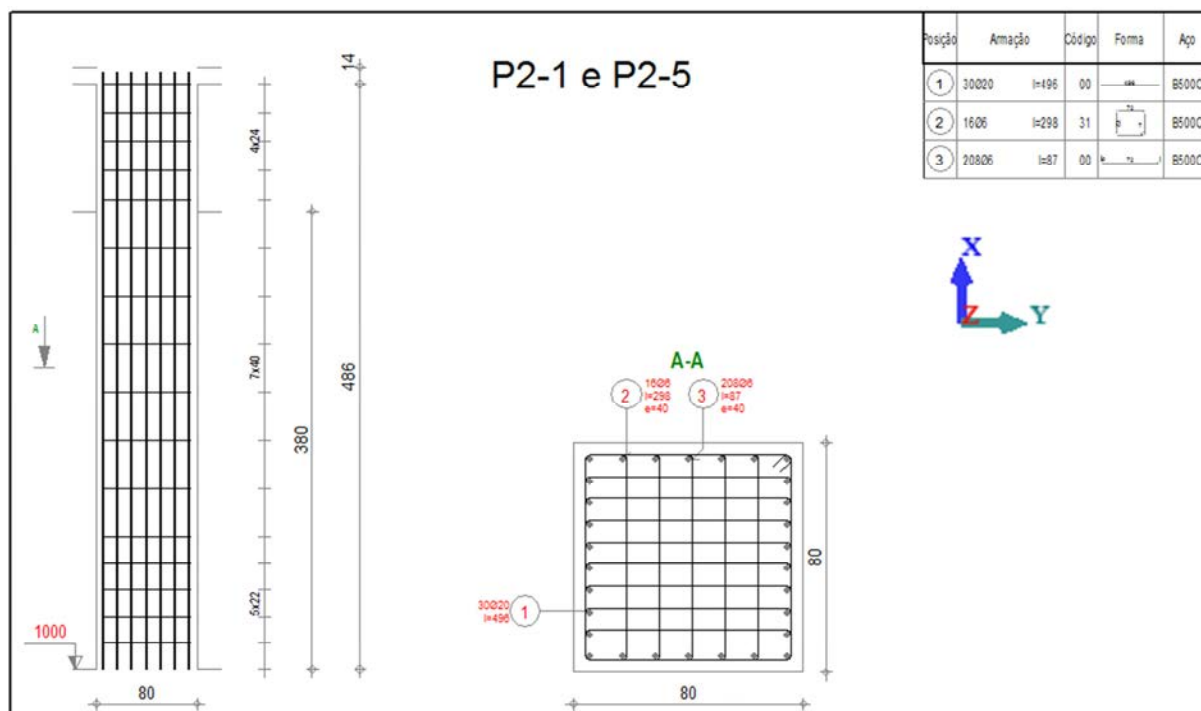
Desta forma, foi considerado válido o processo de obtenção dos momentos de cálculo realizado pelo programa ROBOT.

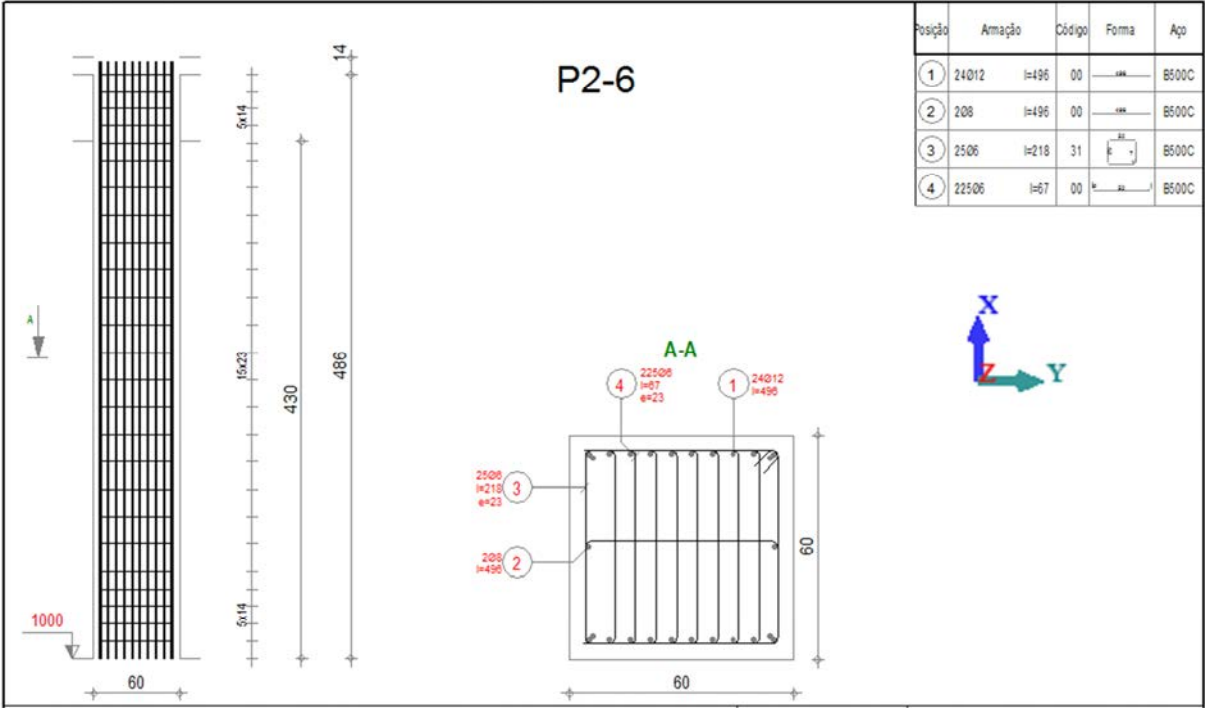
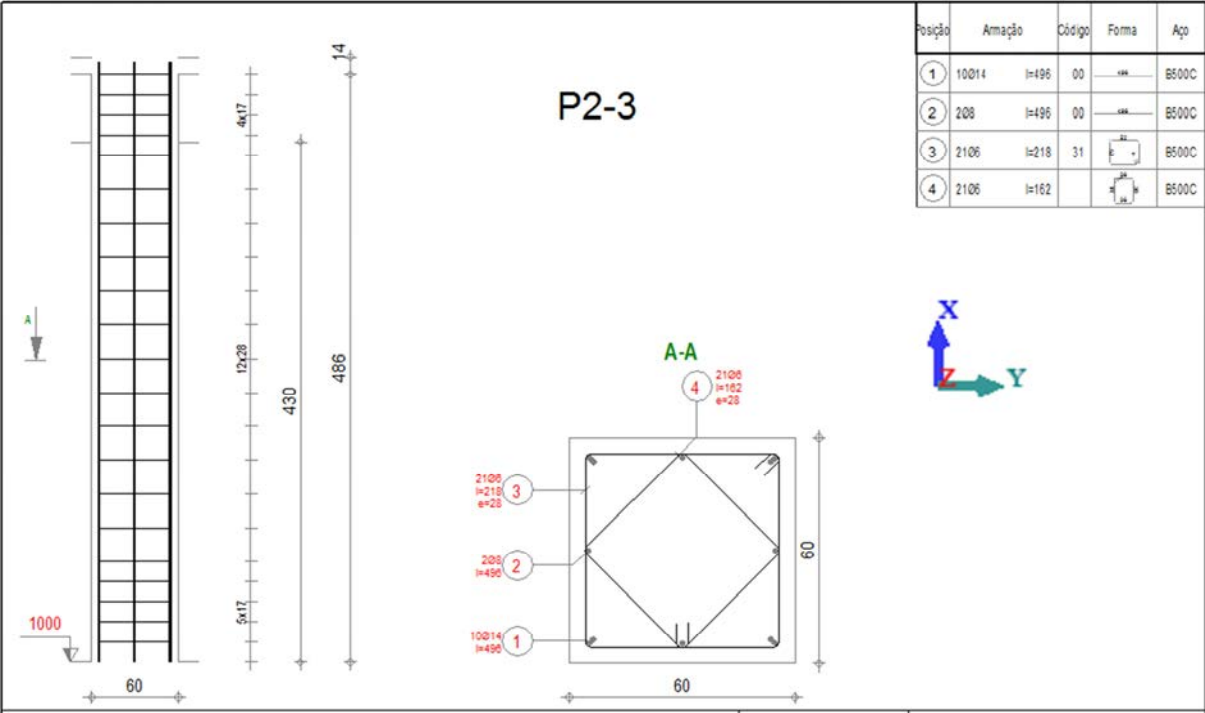
O procedimento de análise segundo y é semelhante ao efectuado para a direcção z , à excepção da não introdução dos momentos devido às imperfeições geométricas, que apenas devem ser somados aos momentos registados na direcção condicionante.

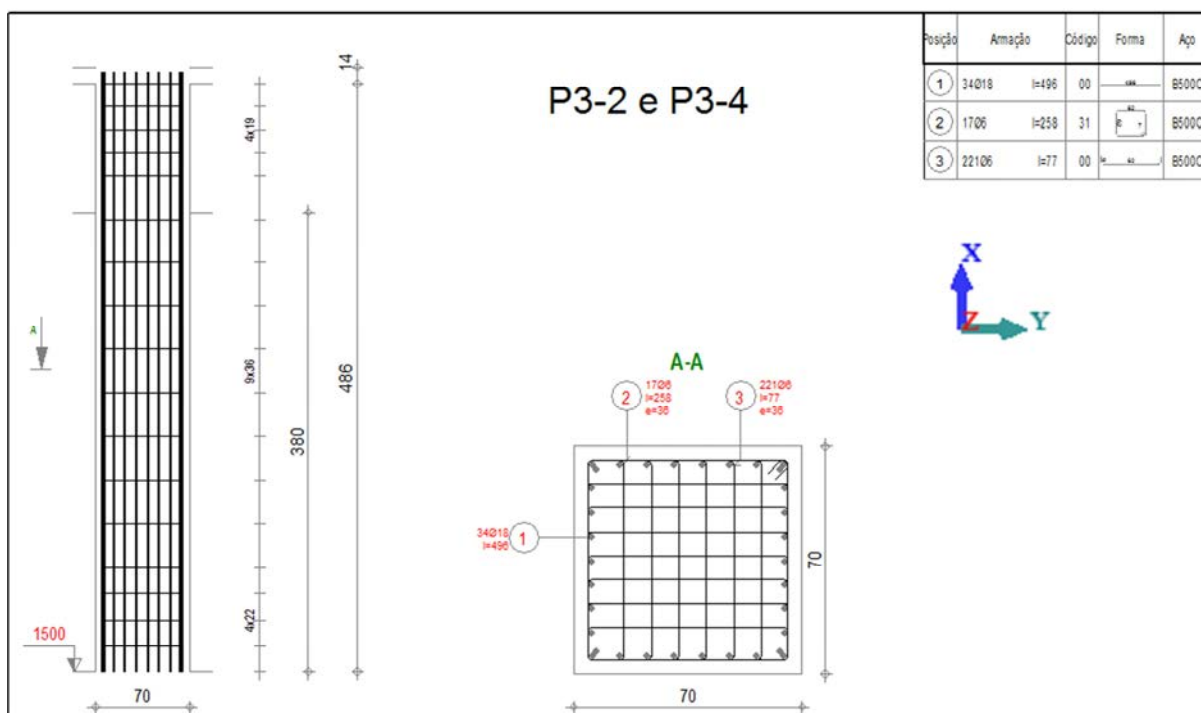
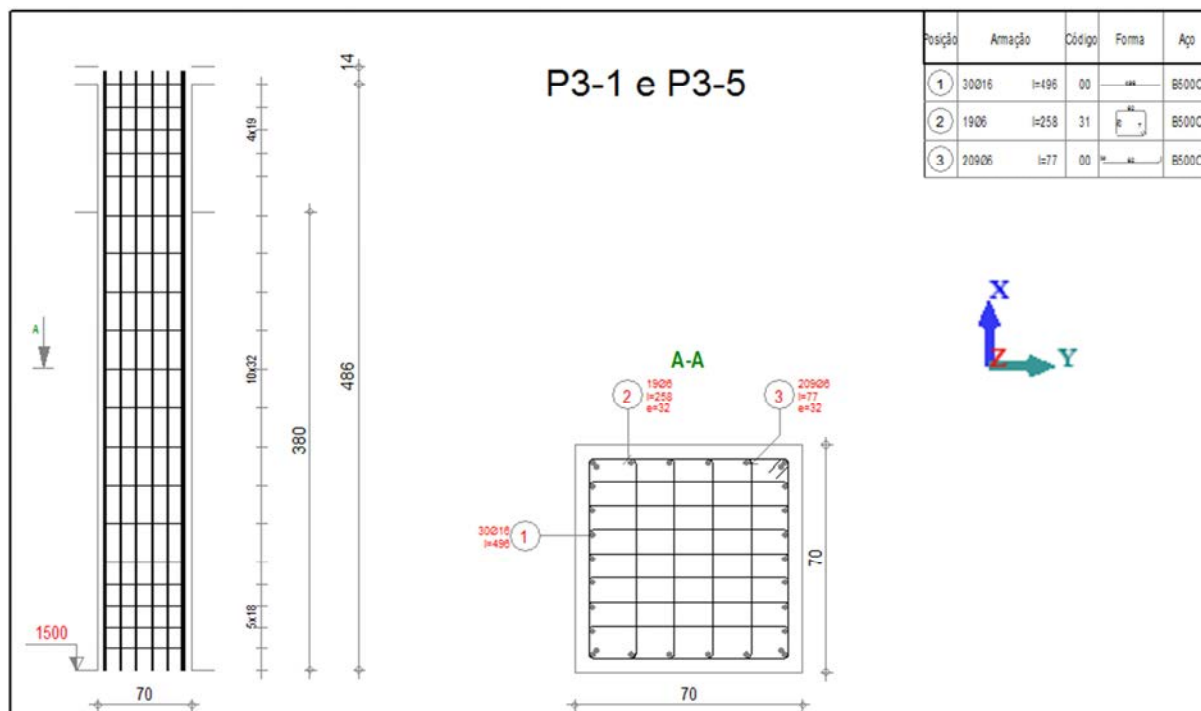
Anexo C: Desenho das armaduras dos pilares

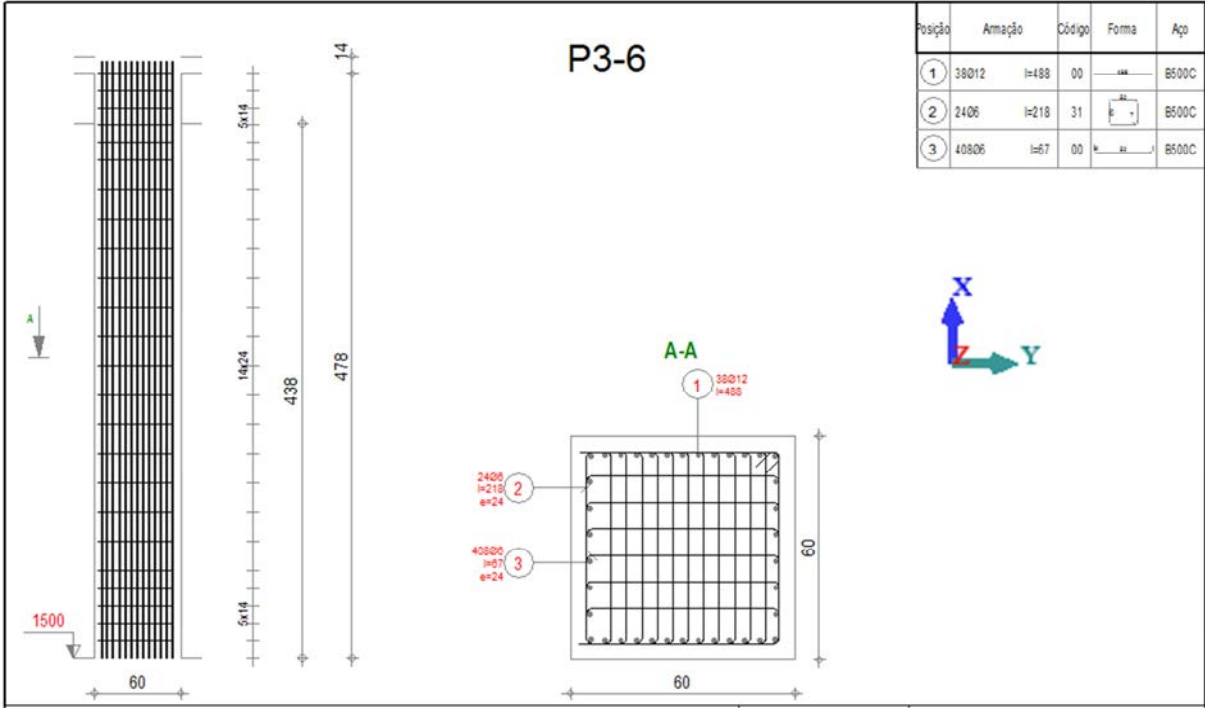
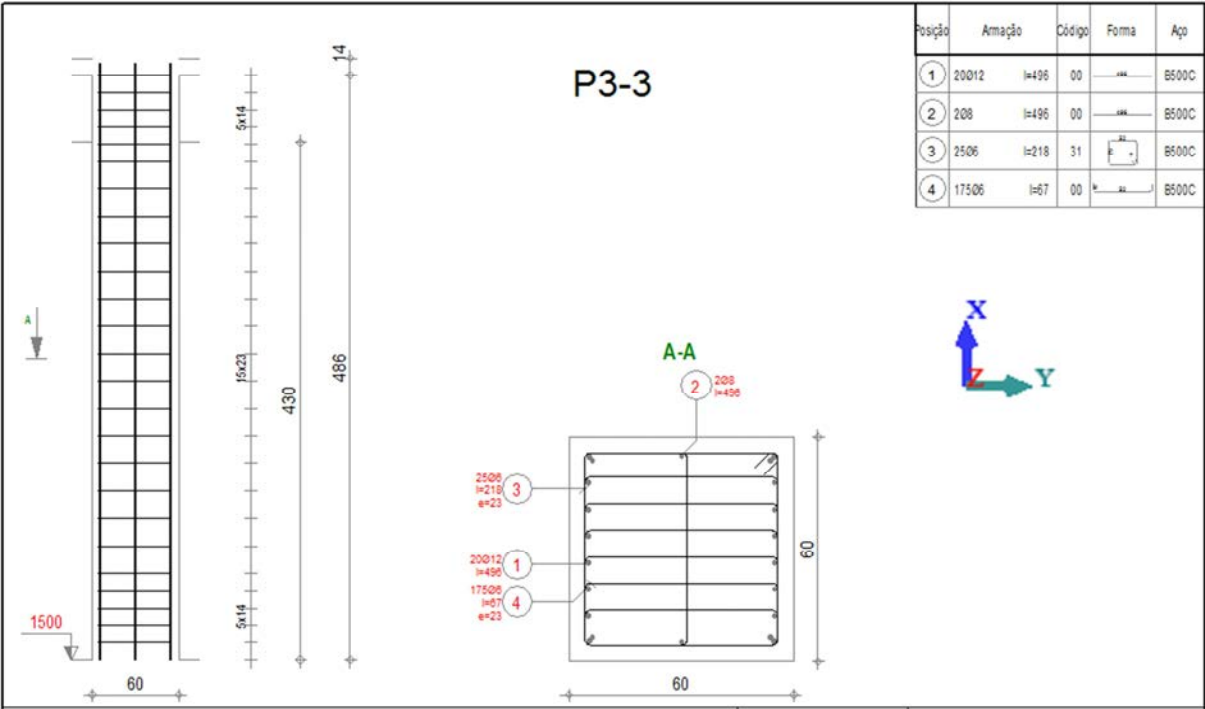


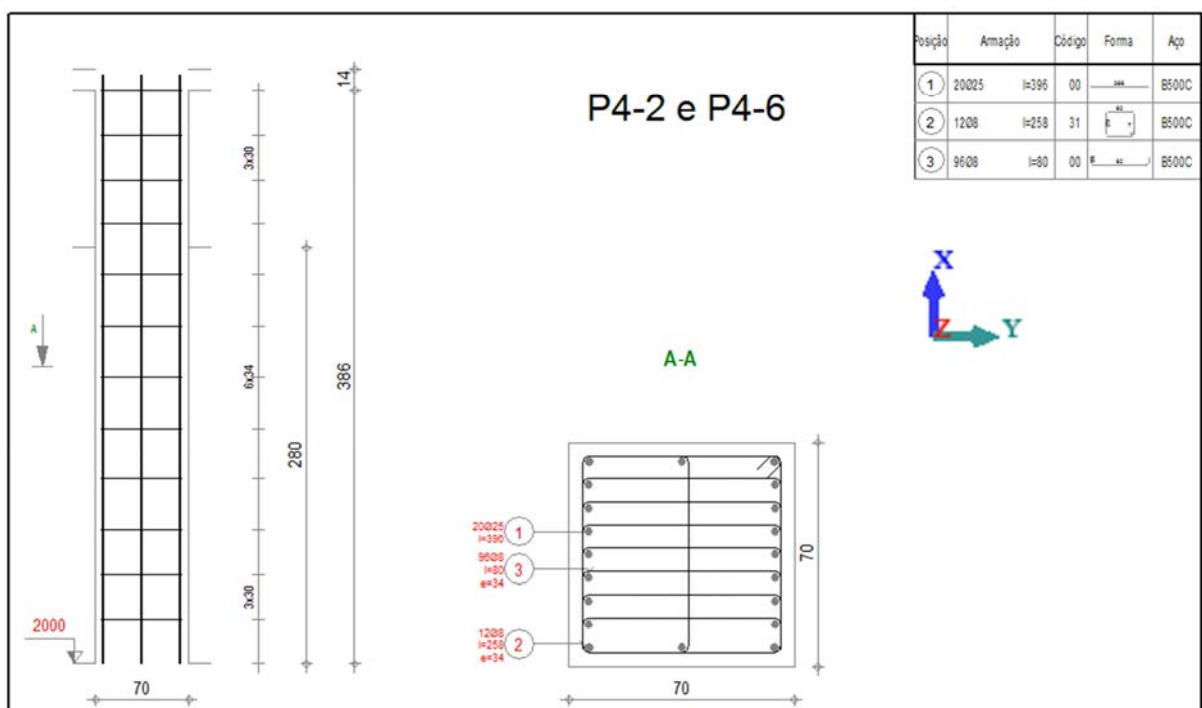
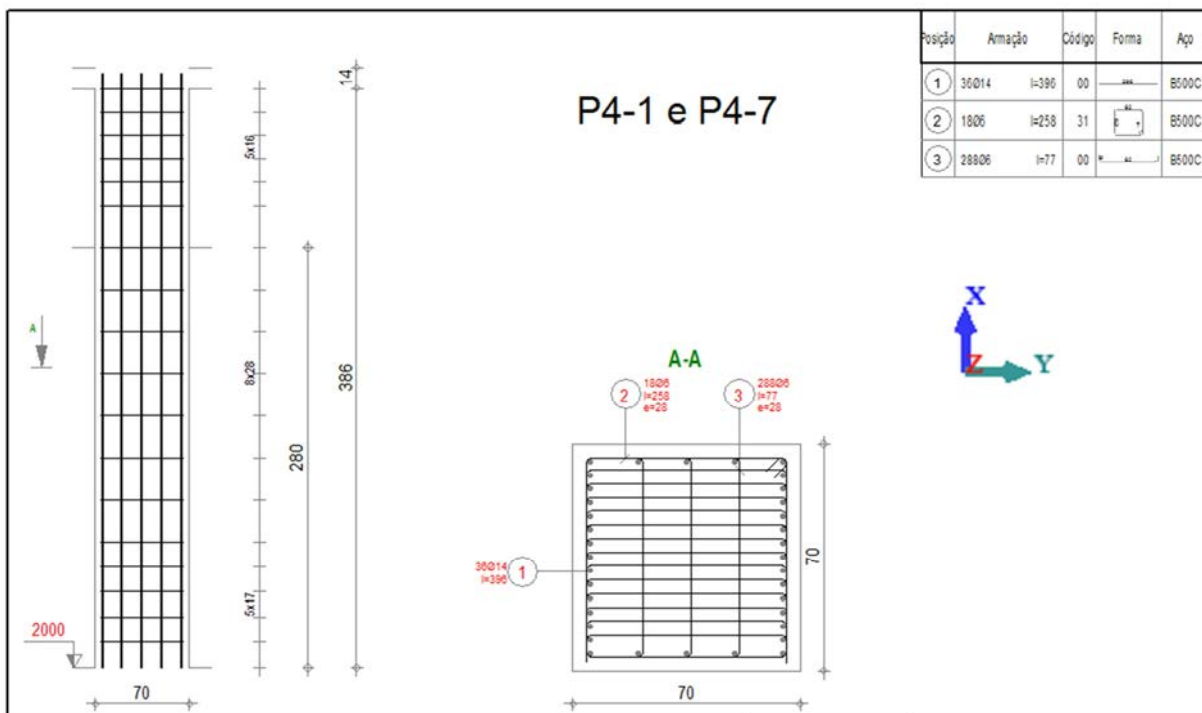


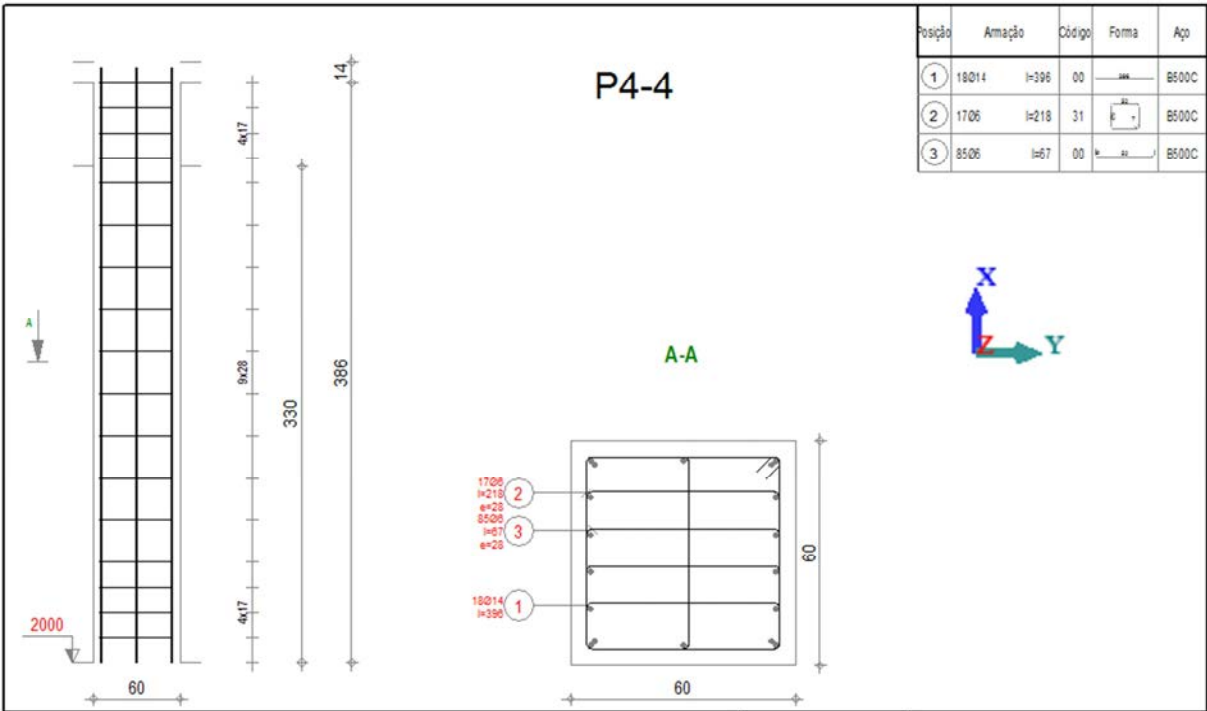
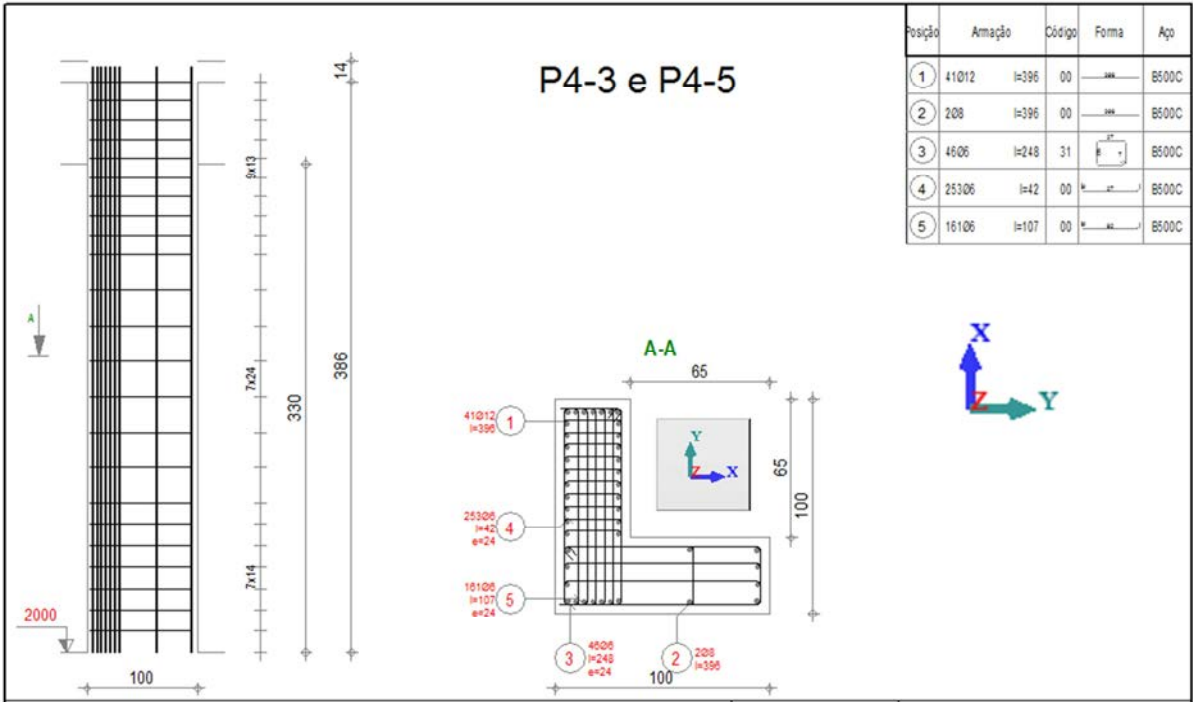


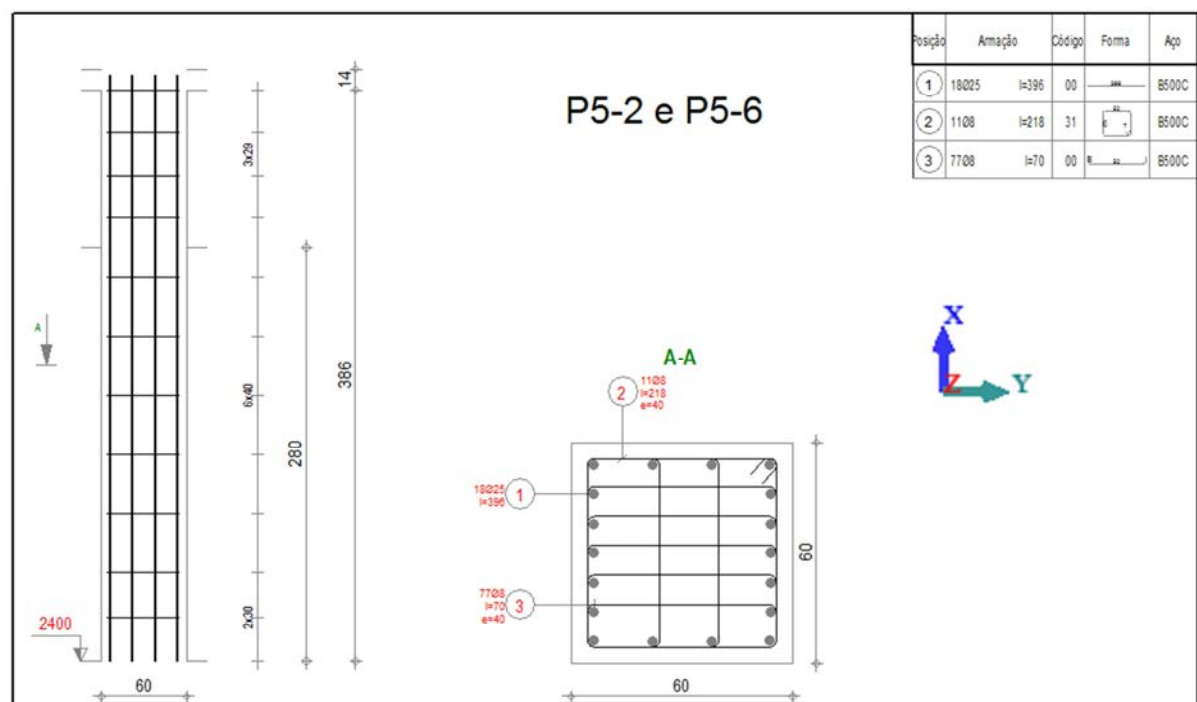
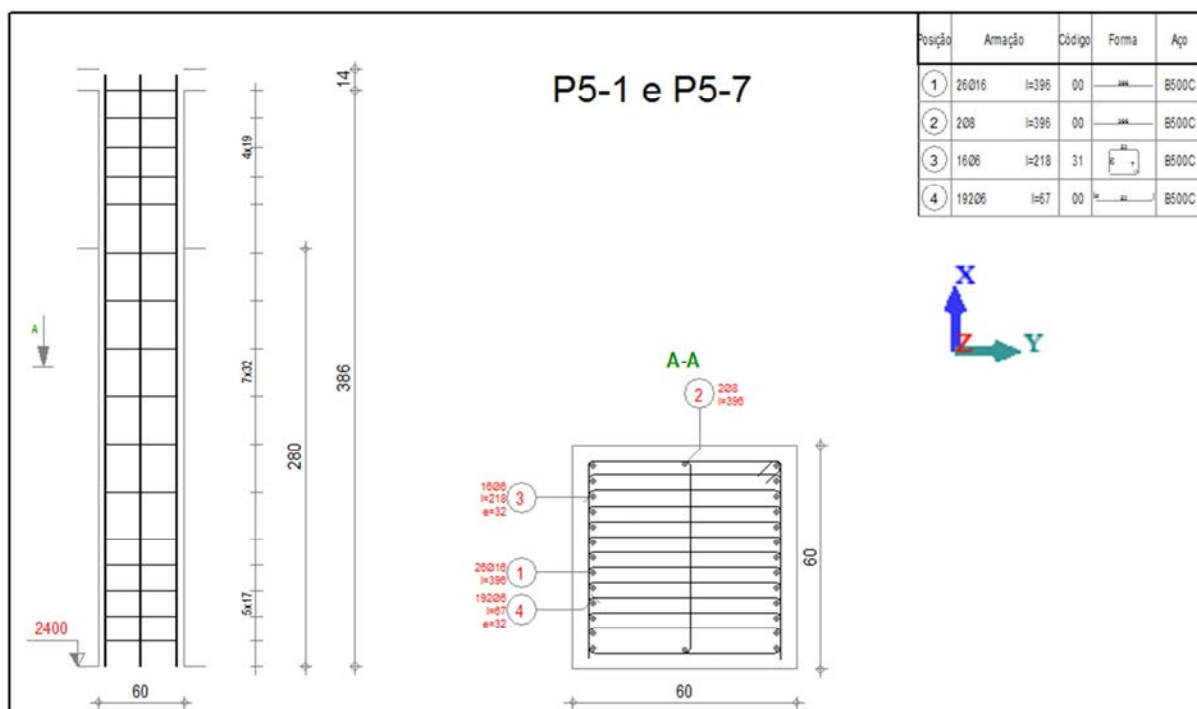


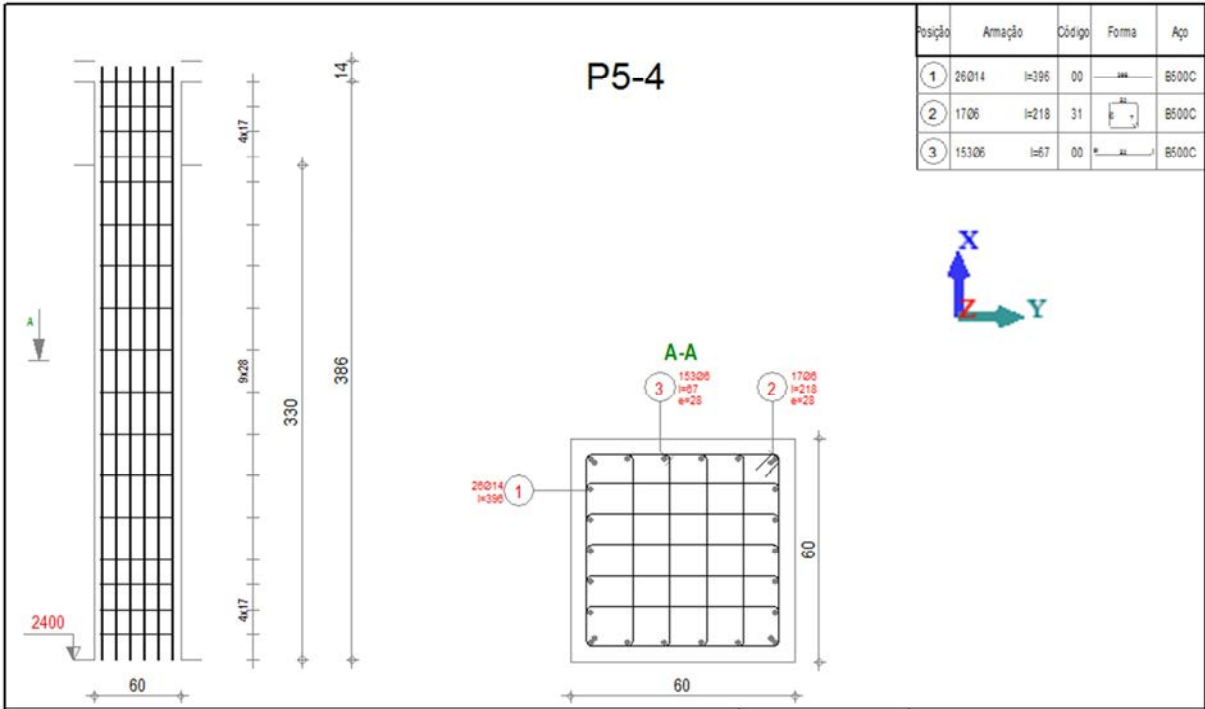
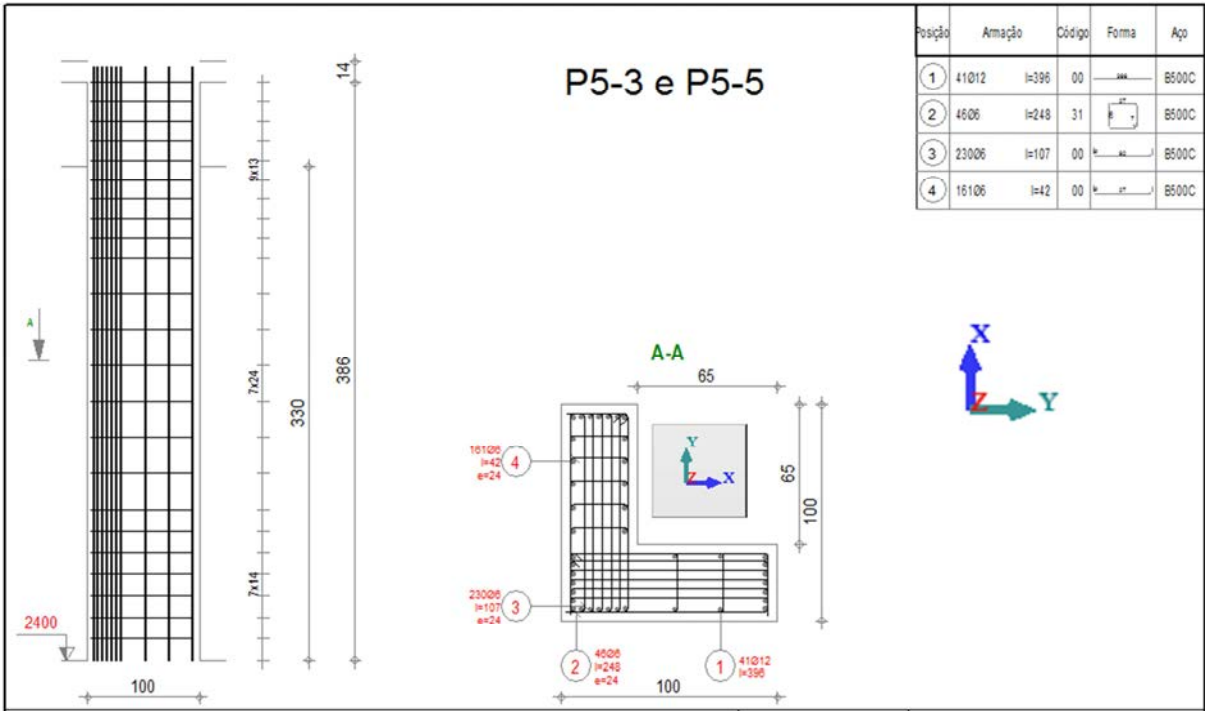


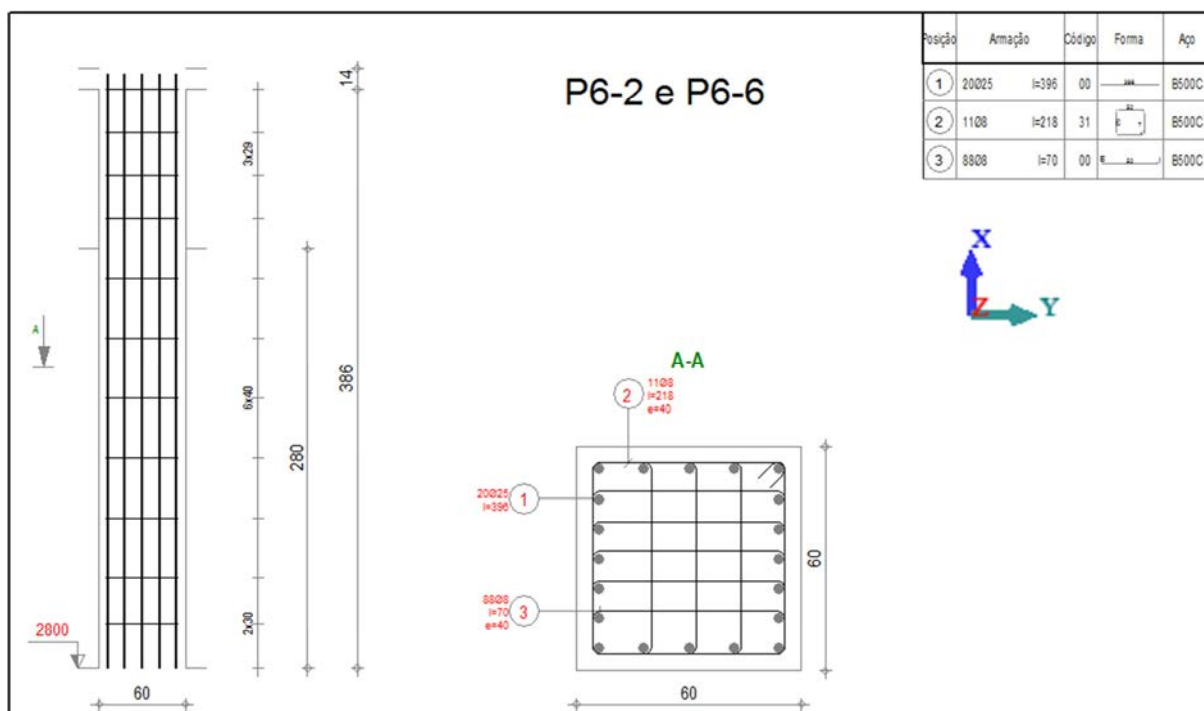
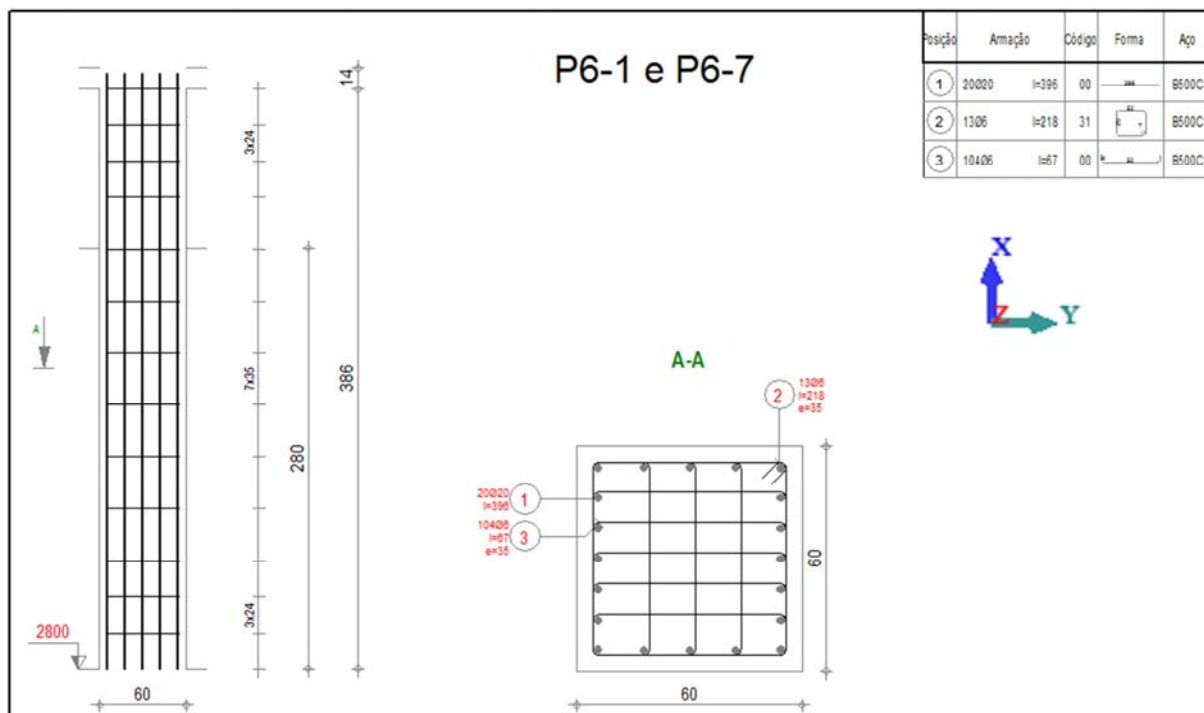


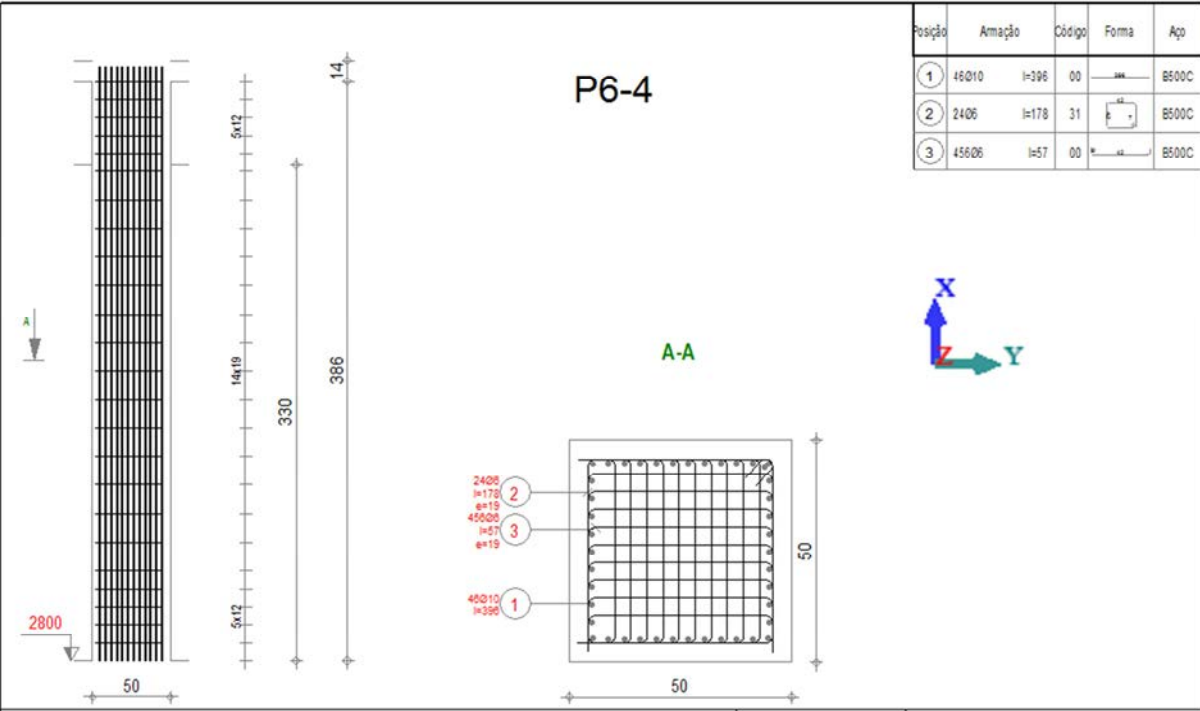
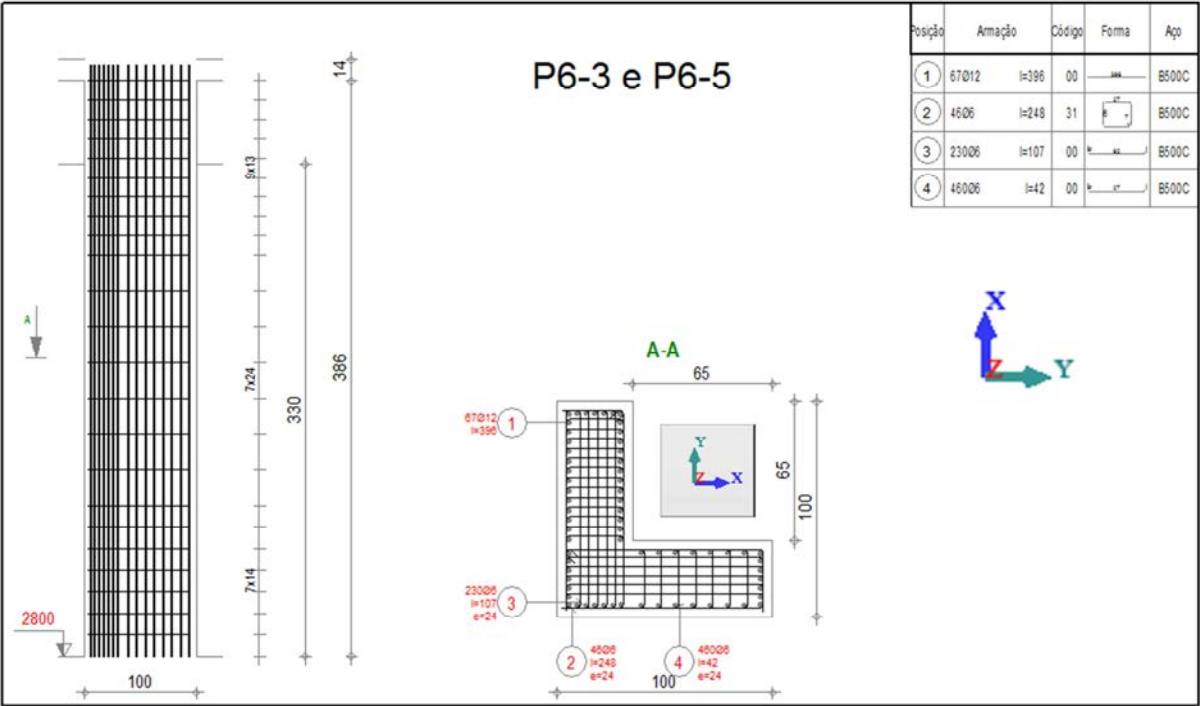


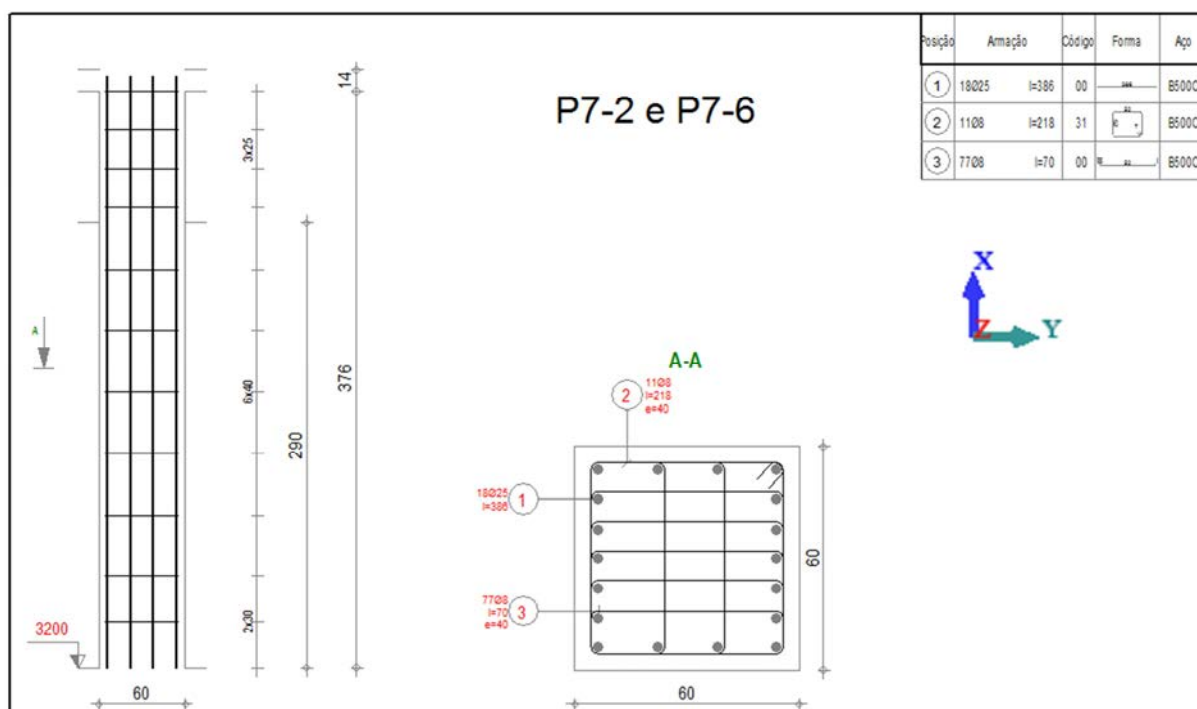
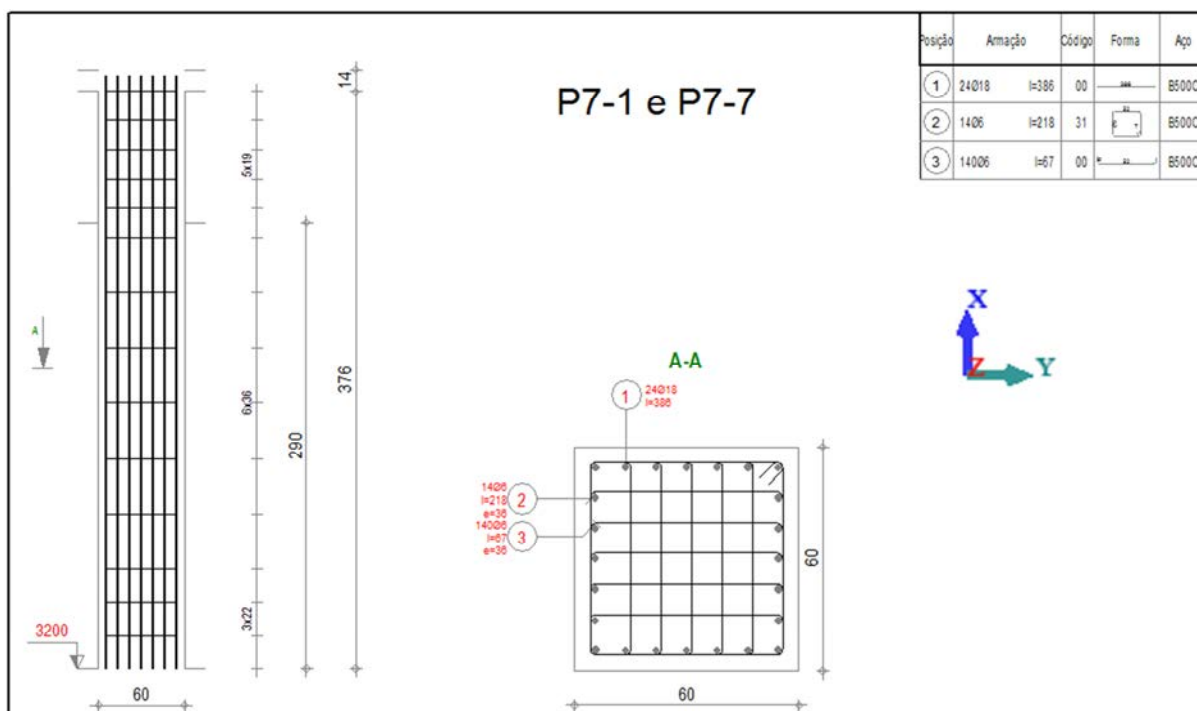


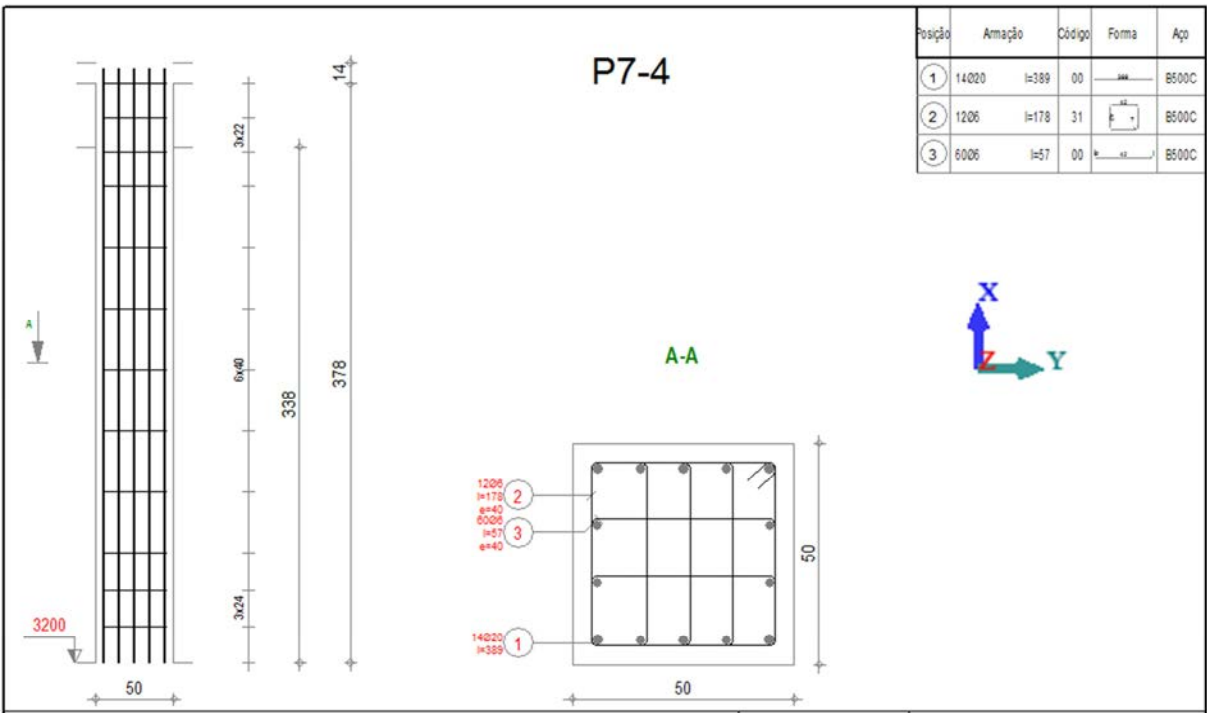
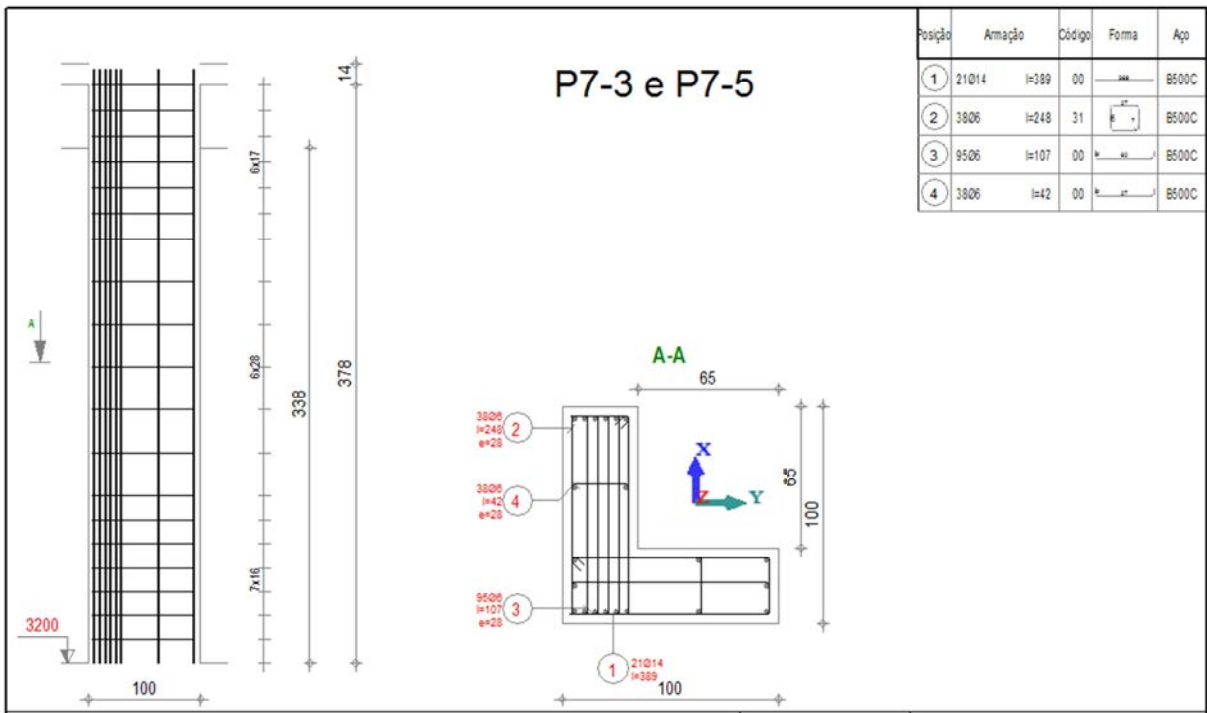


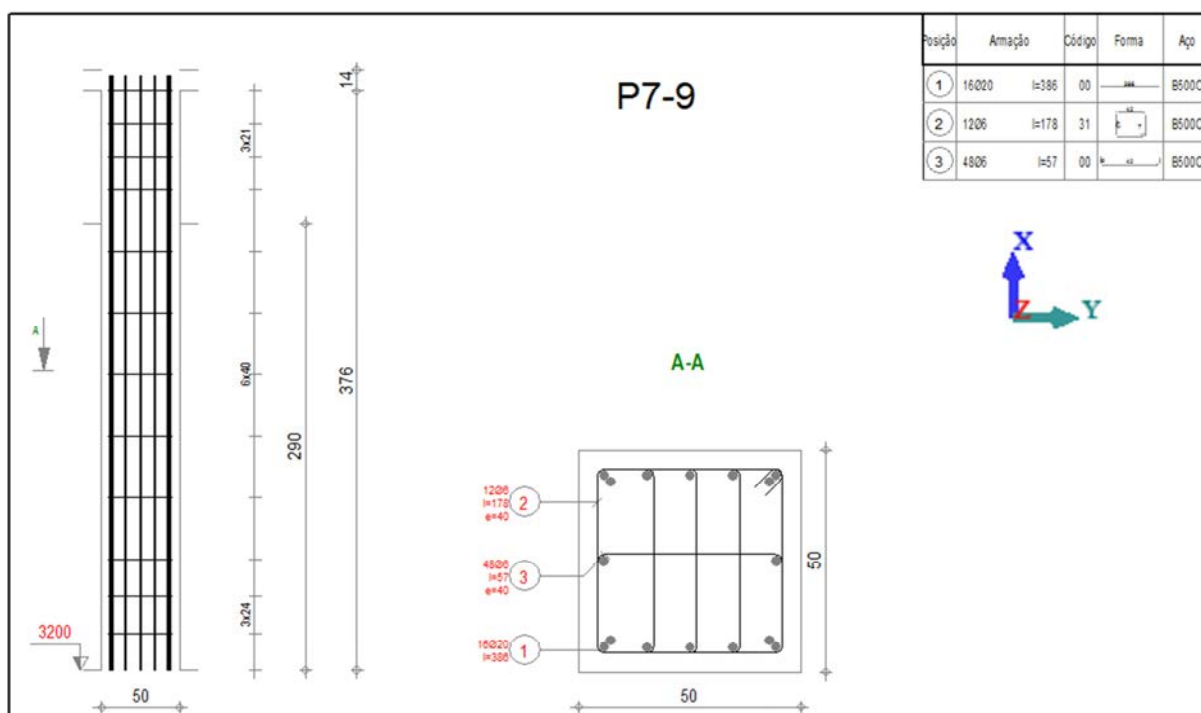
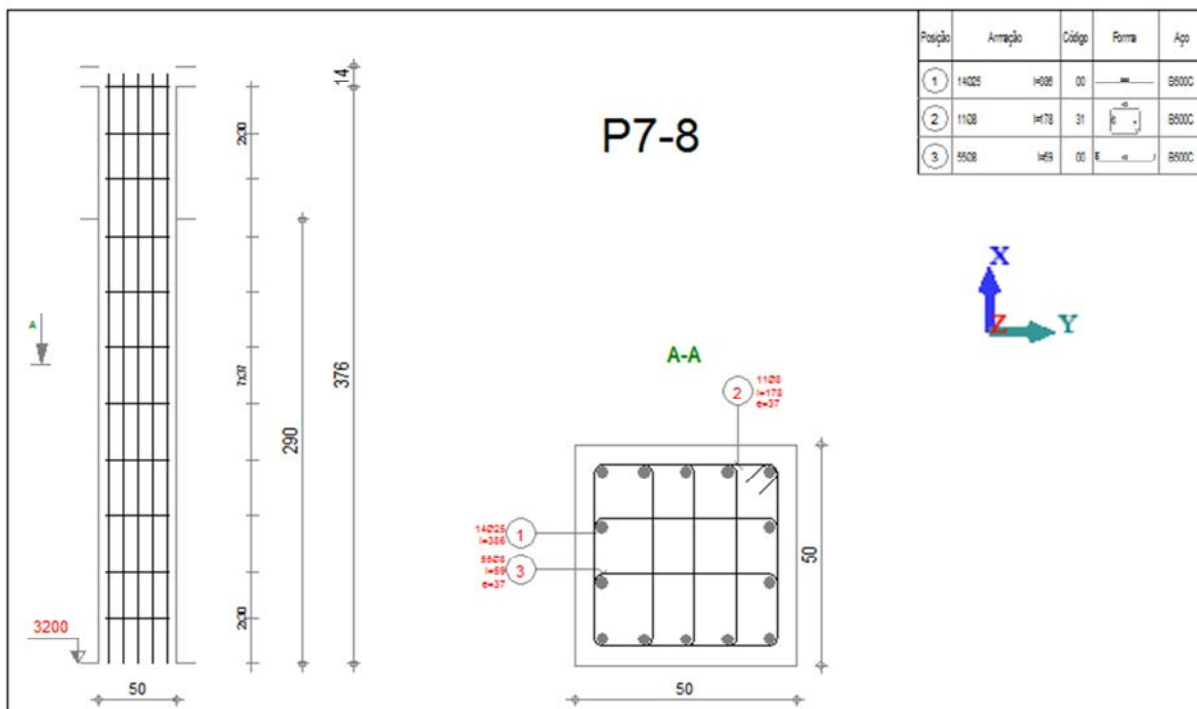




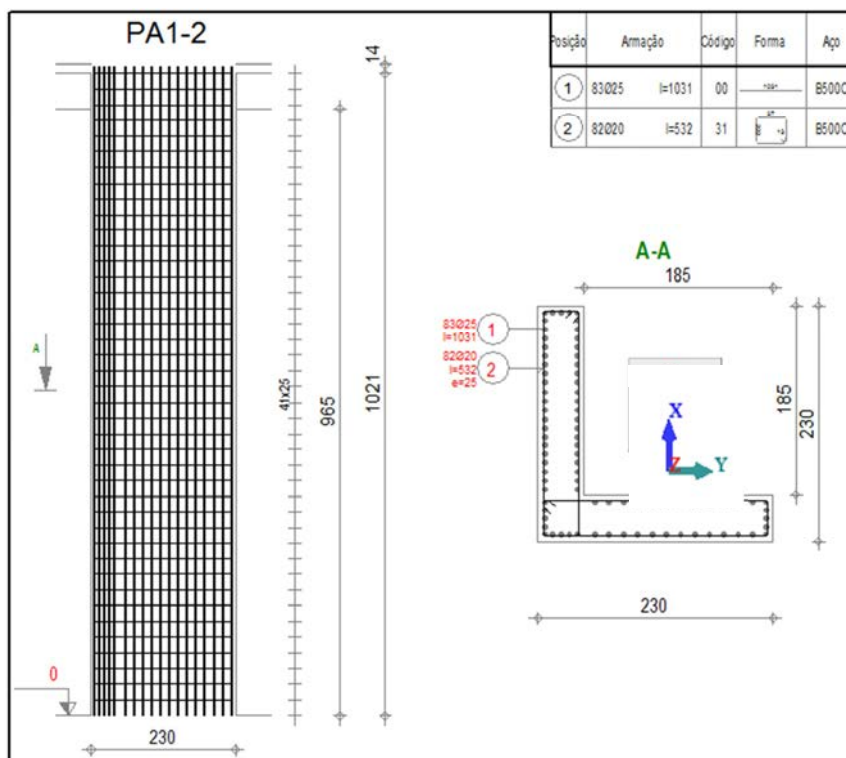
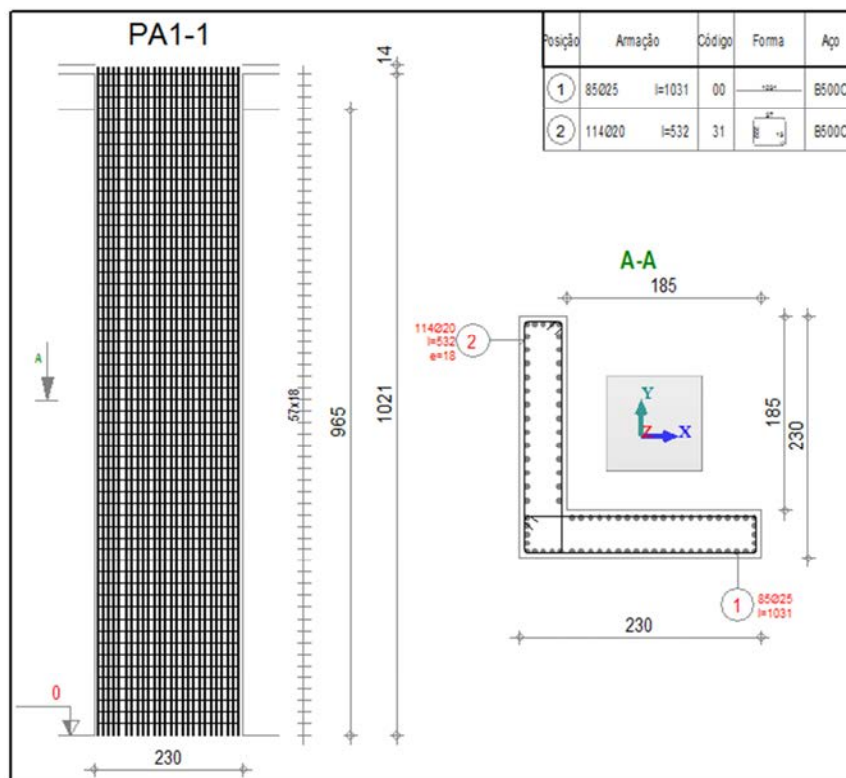


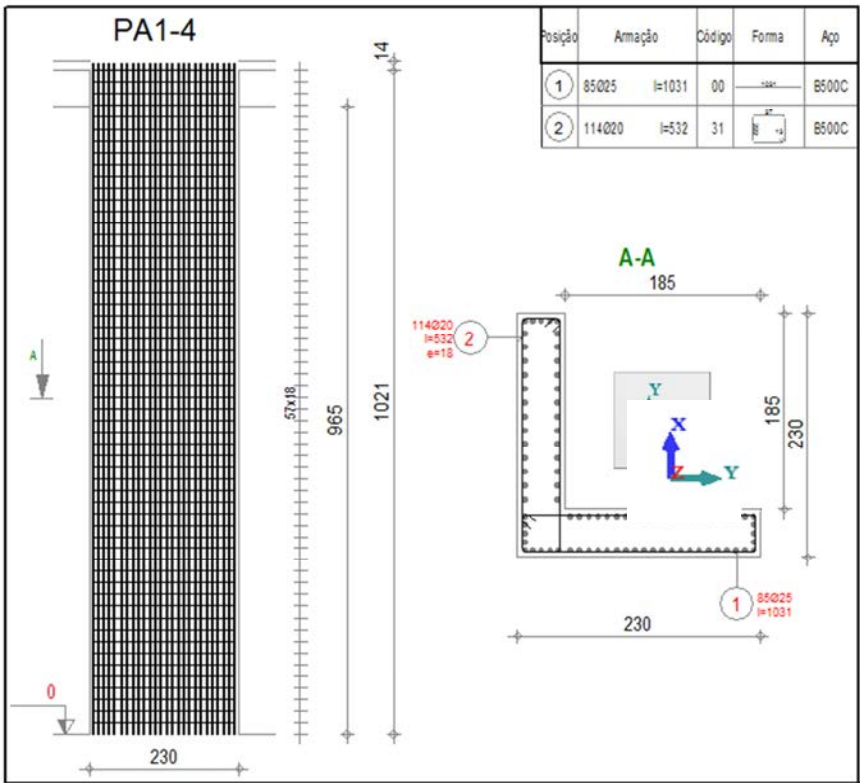
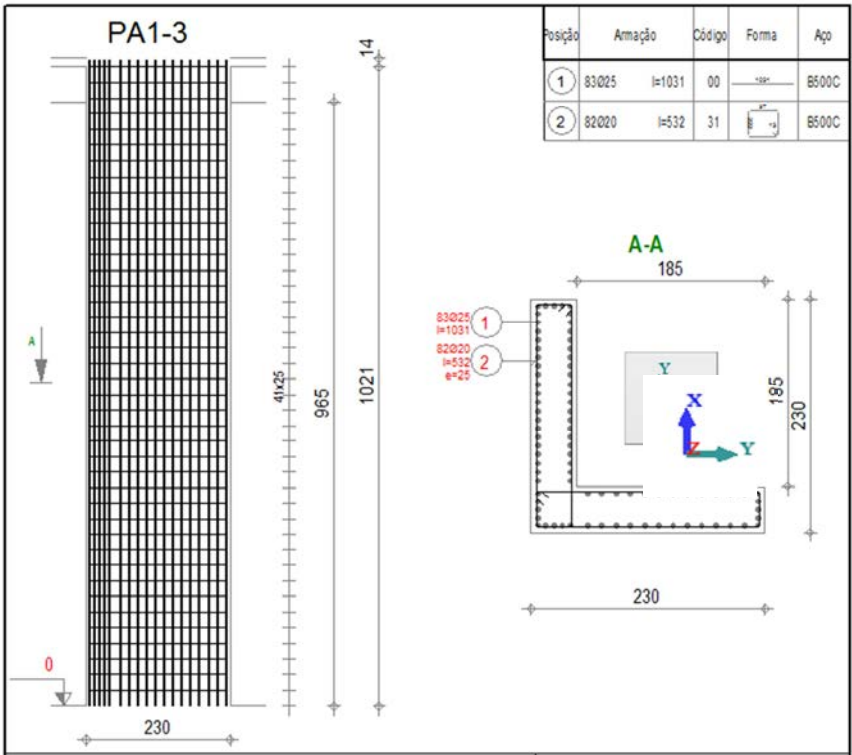


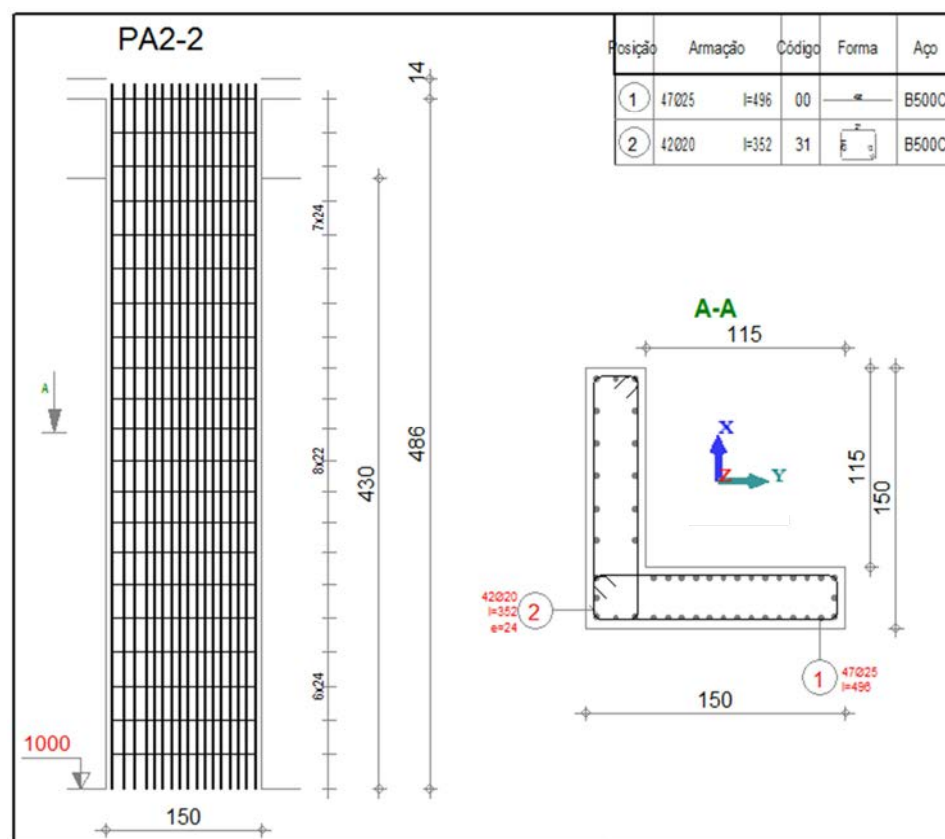
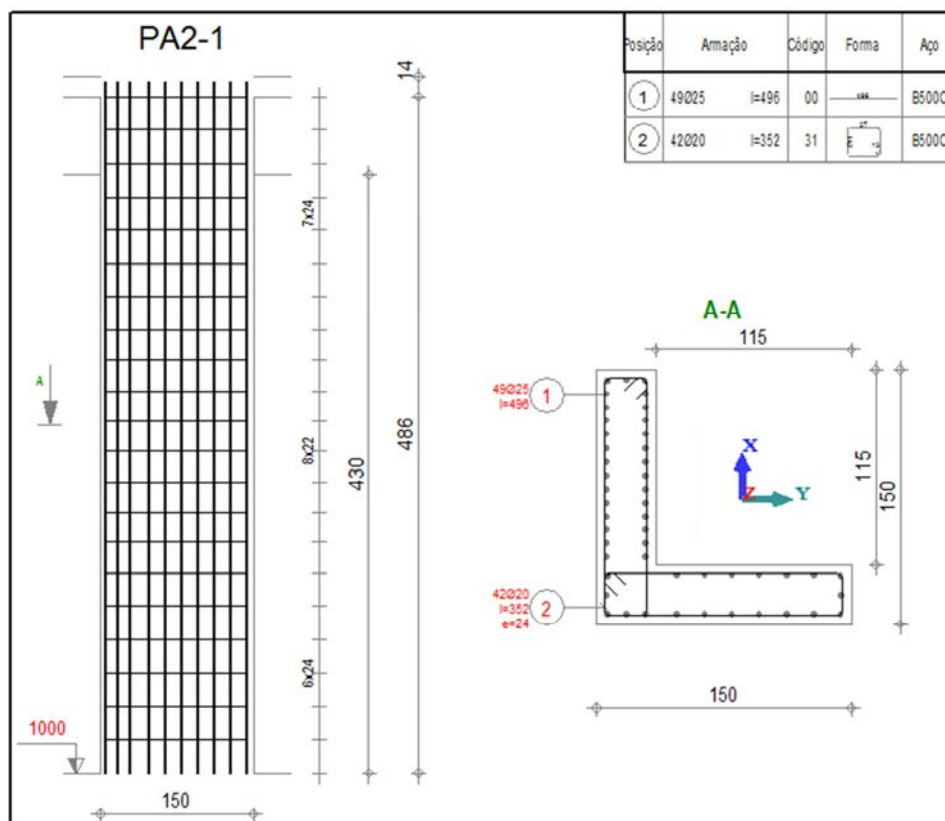


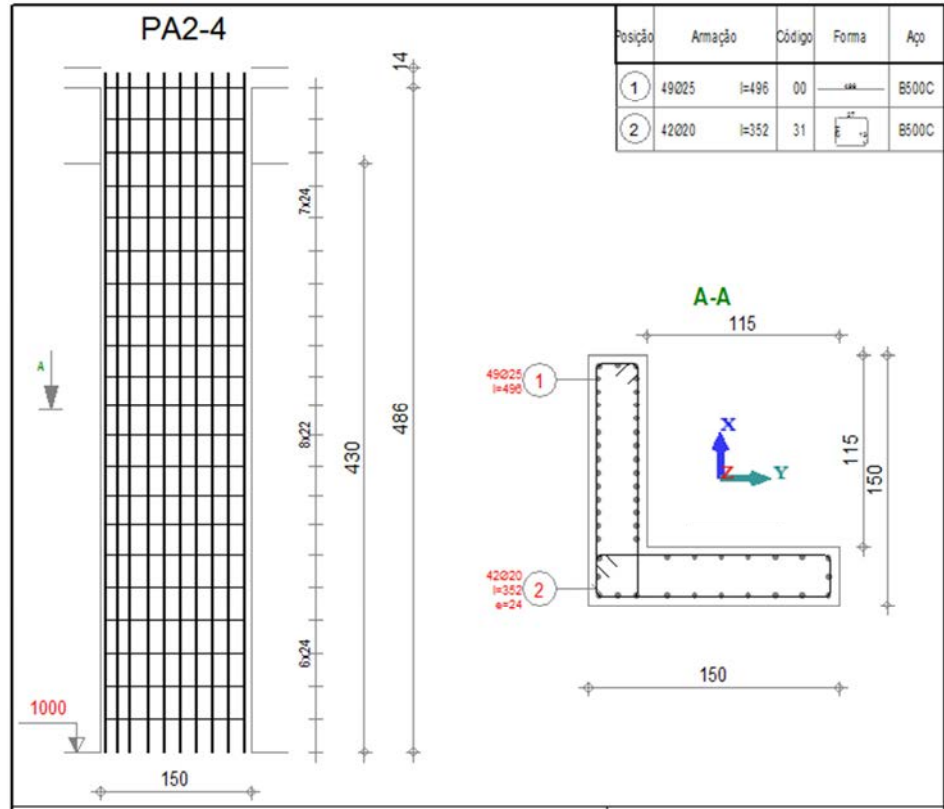
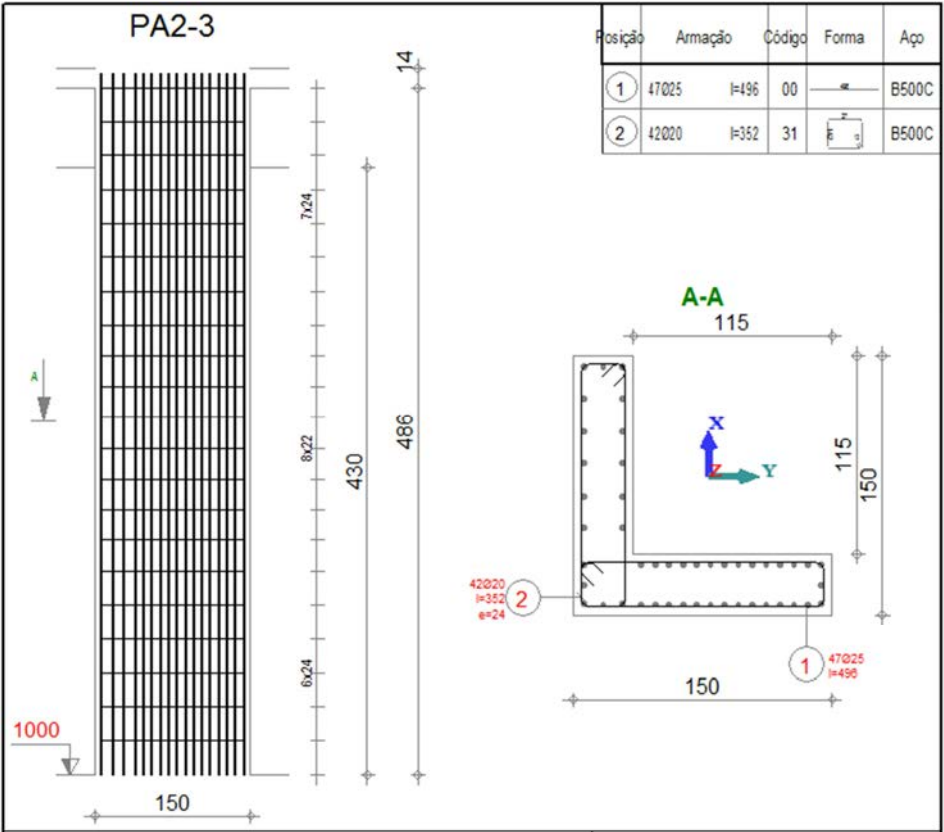


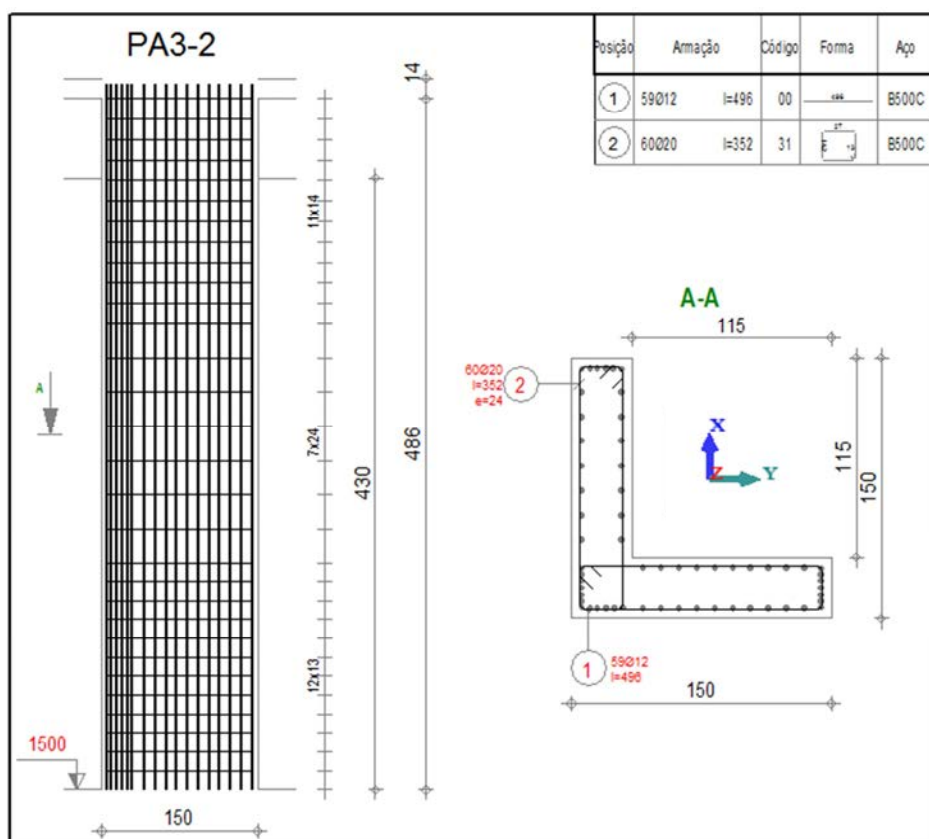
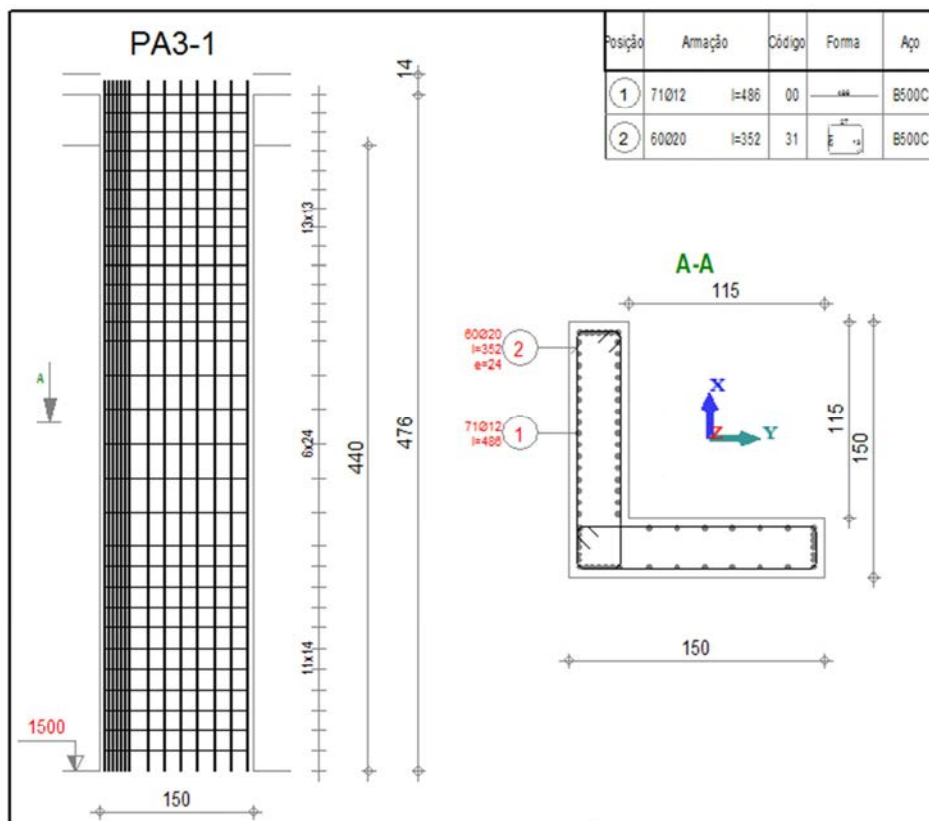
Anexo D: Desenho das armaduras das paredes resistentes

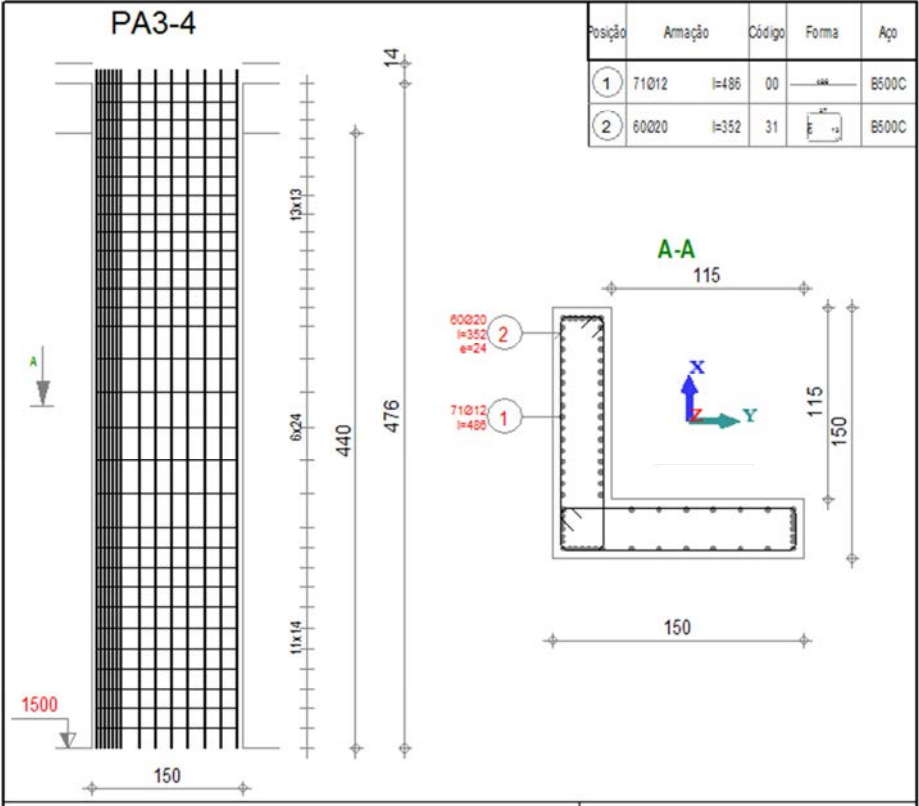
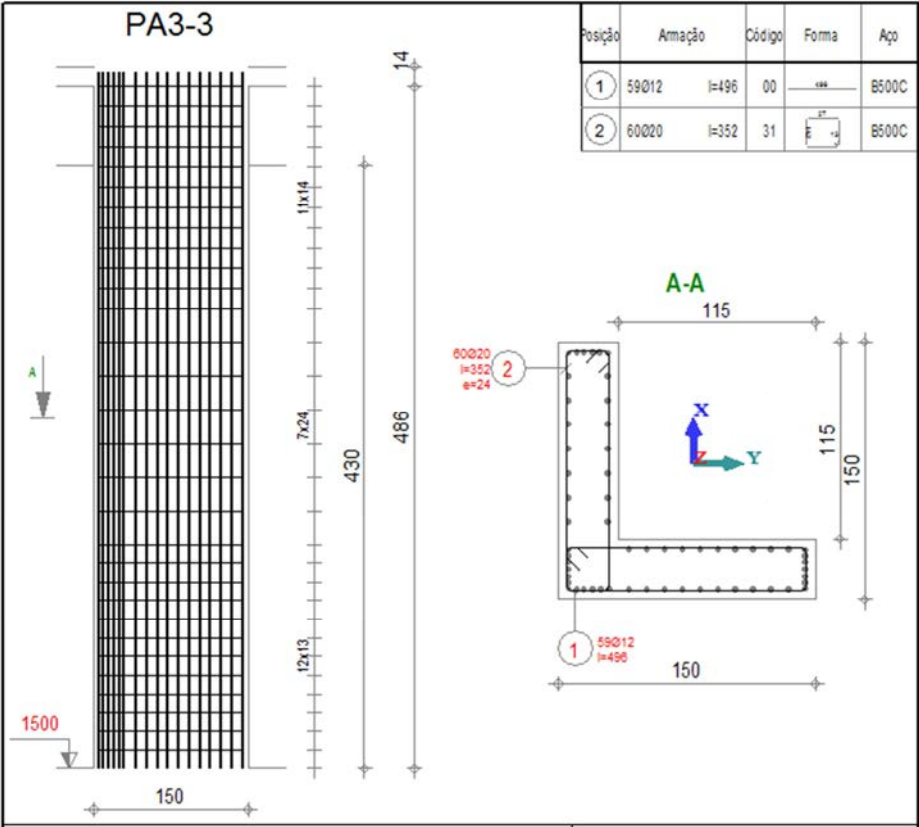




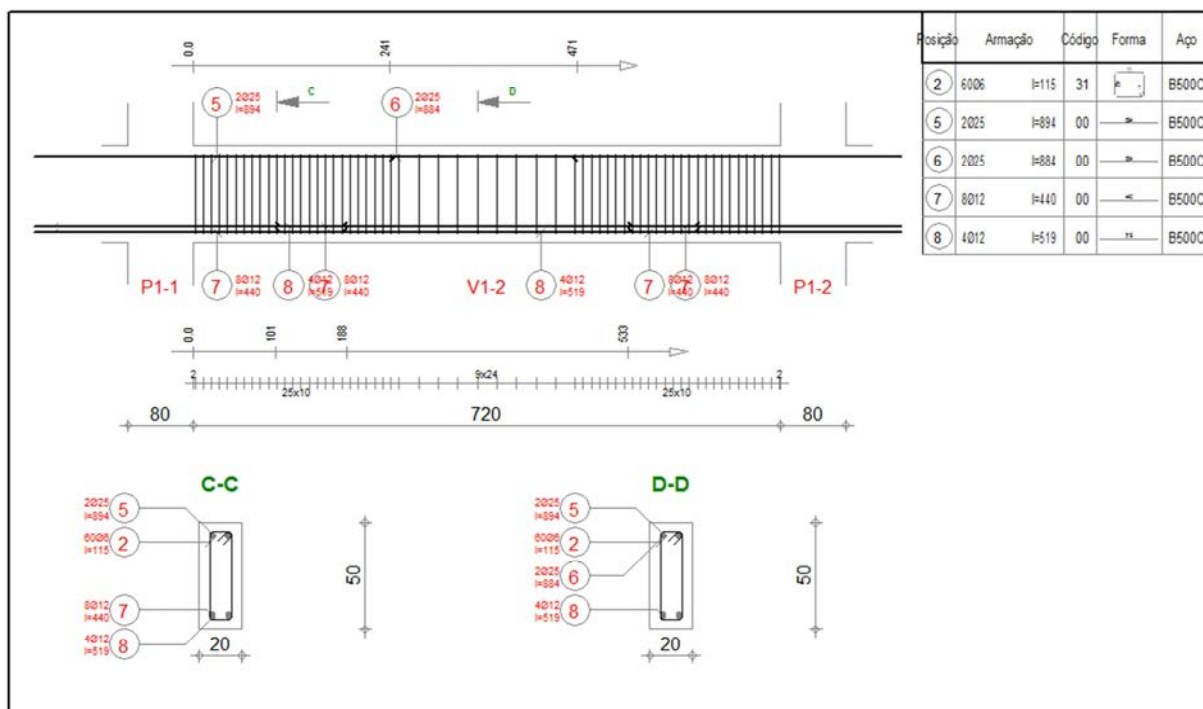
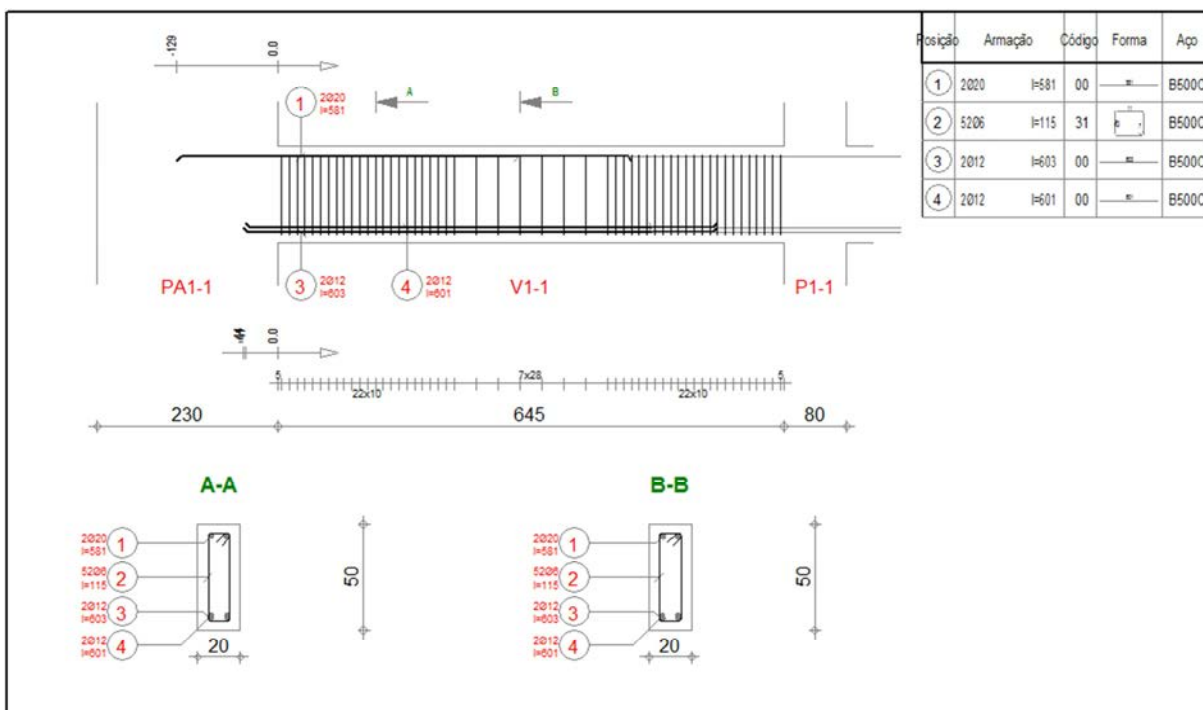


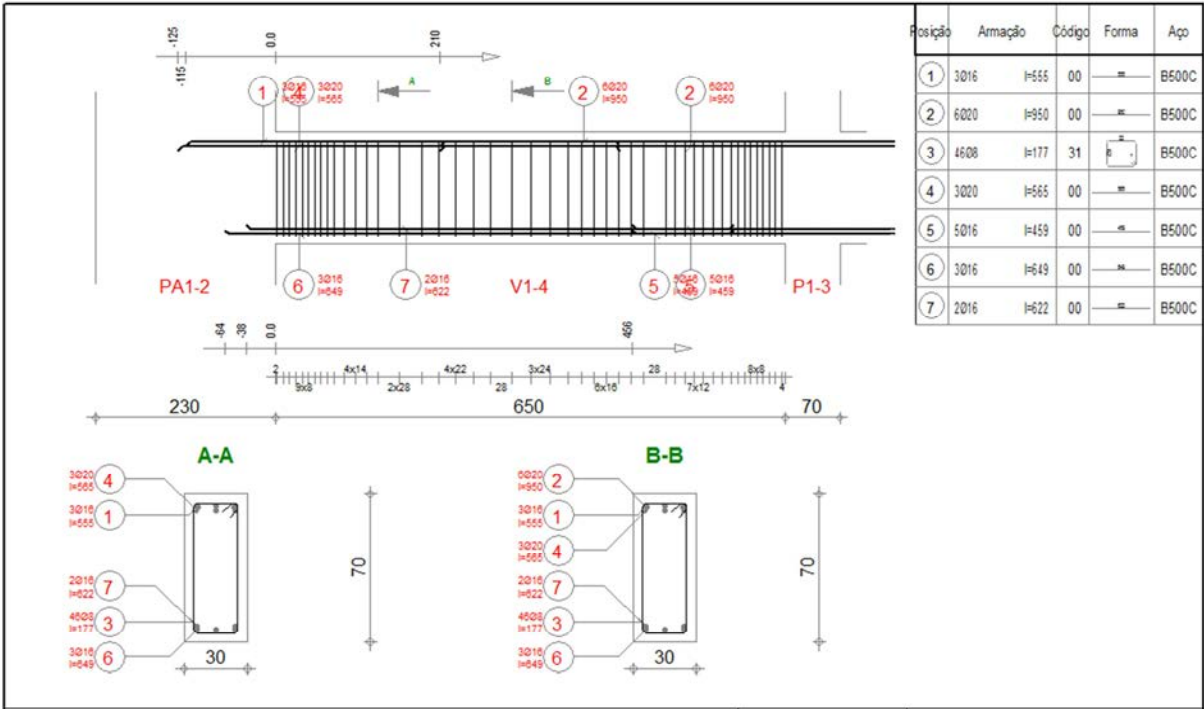
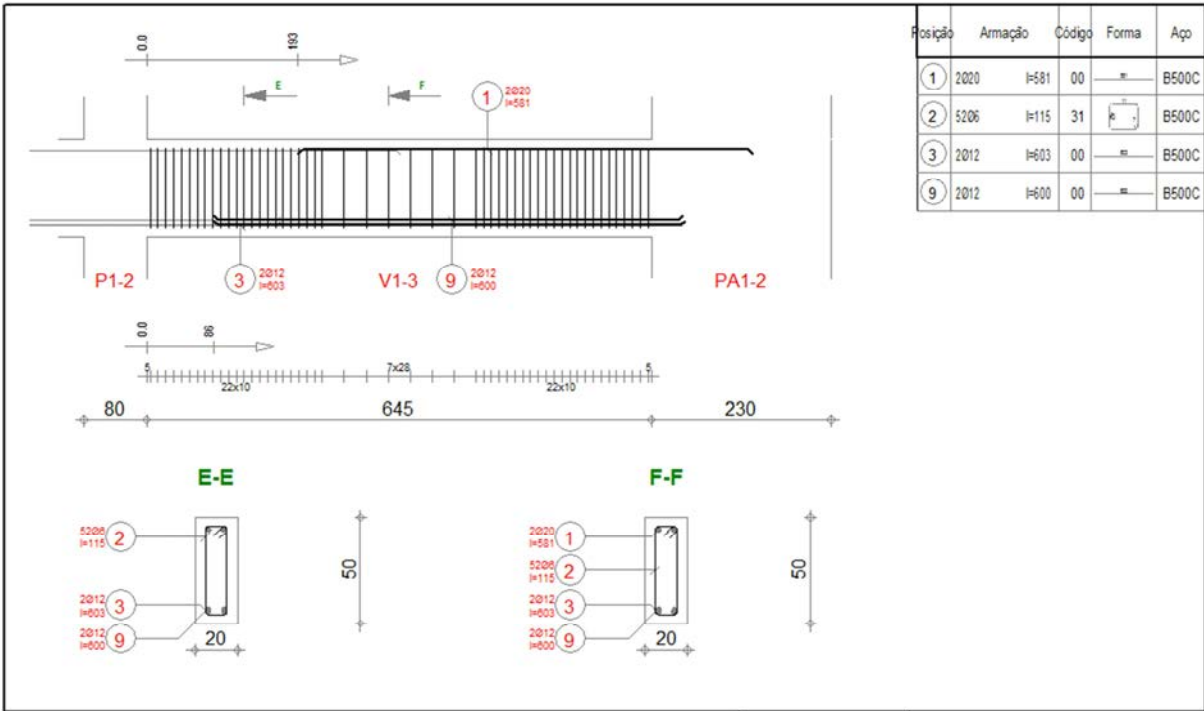


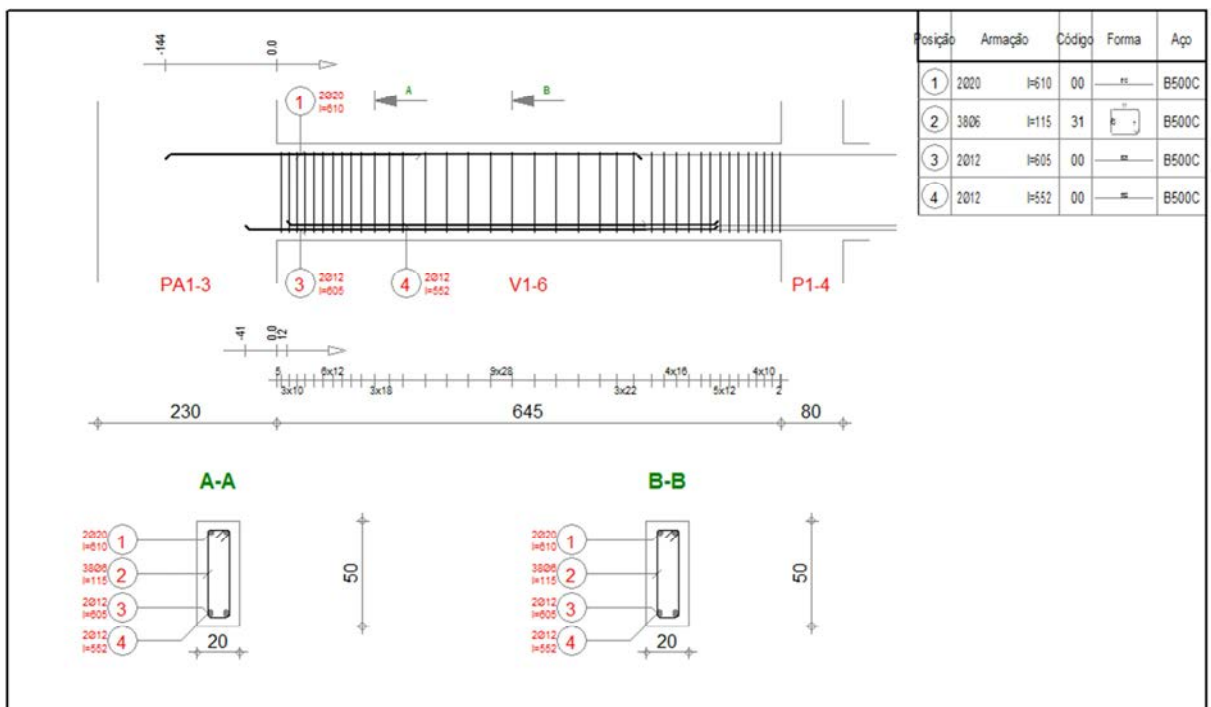
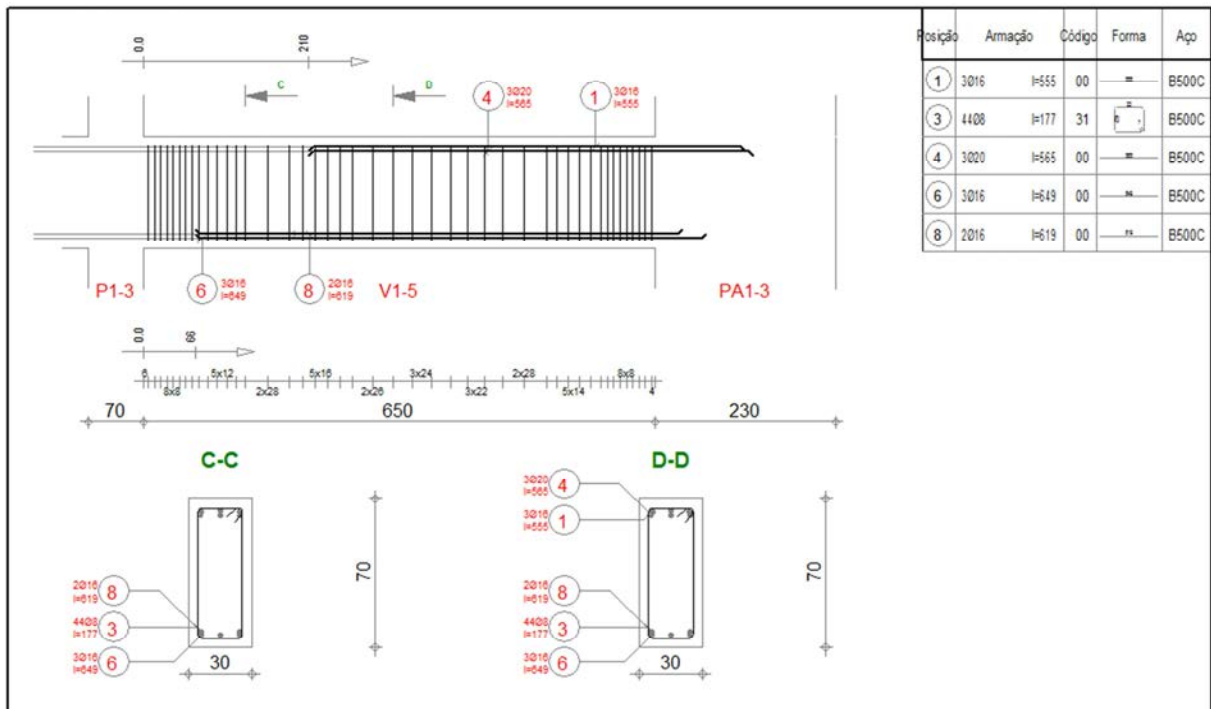


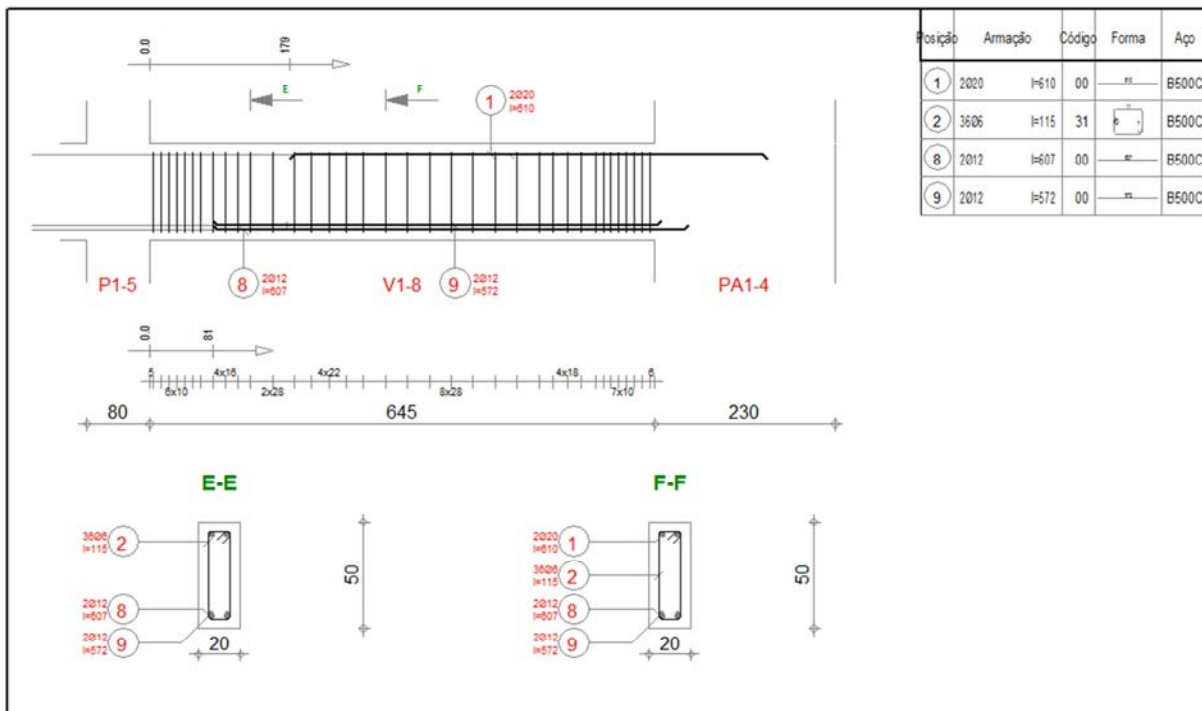
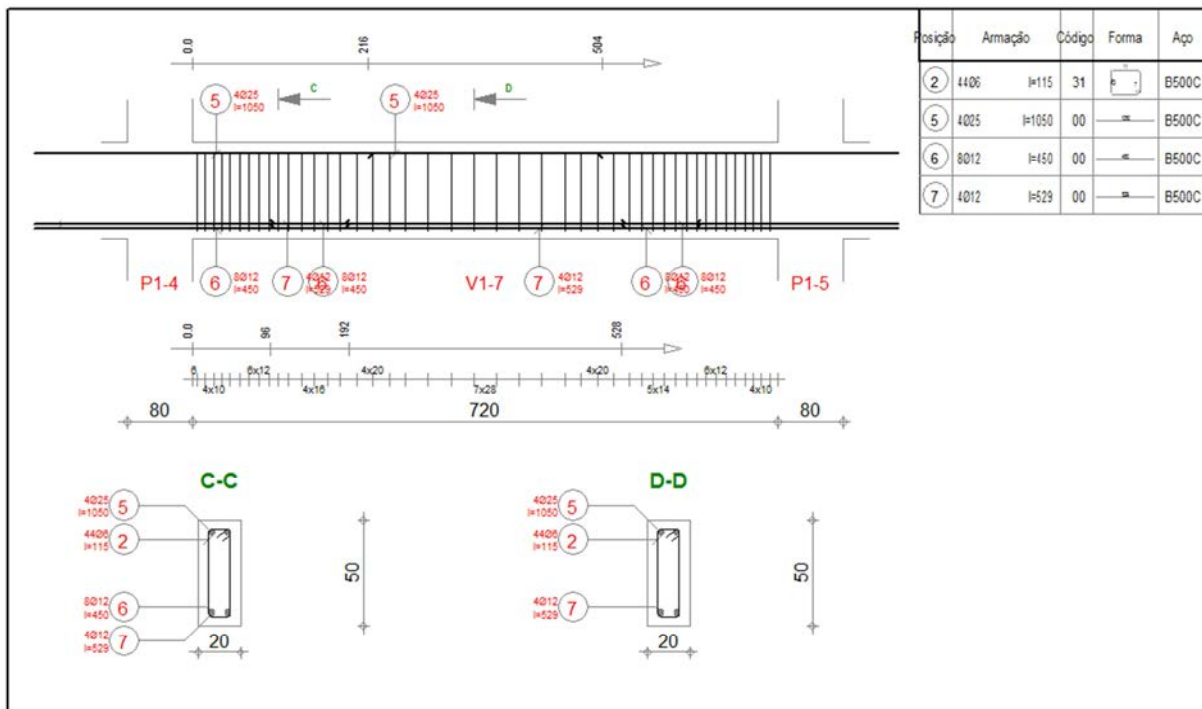


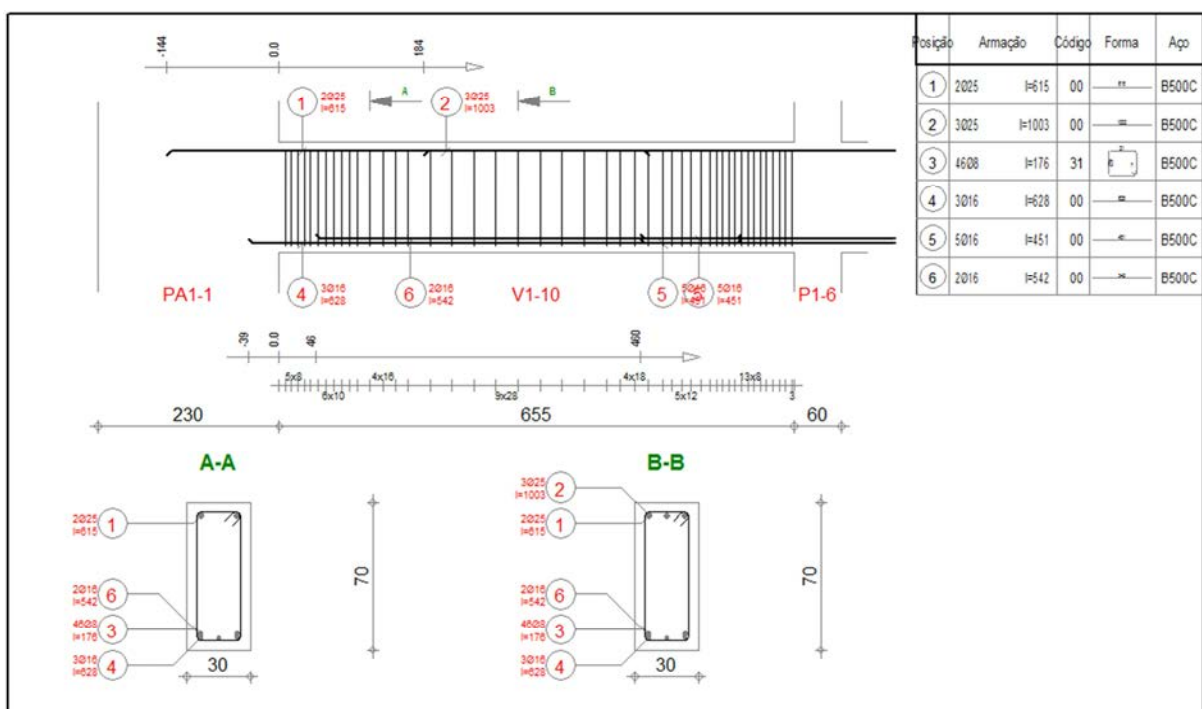
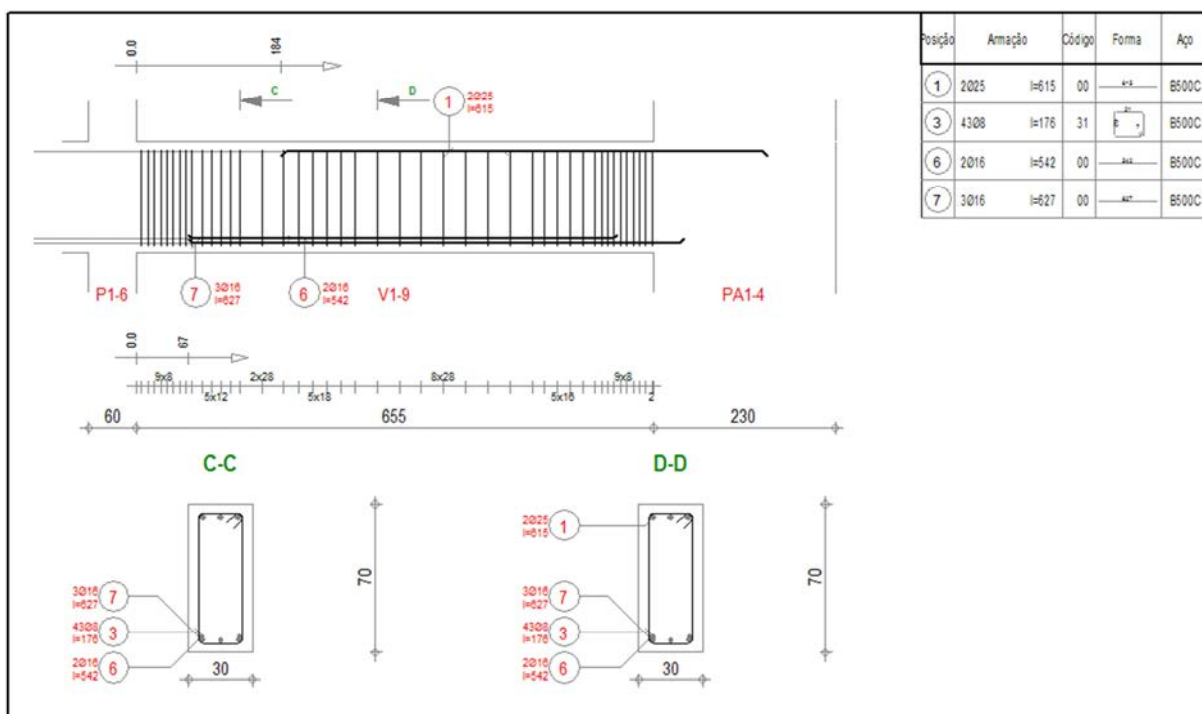
Anexo E: Desenho das armaduras das vigas não pré-esforçadas

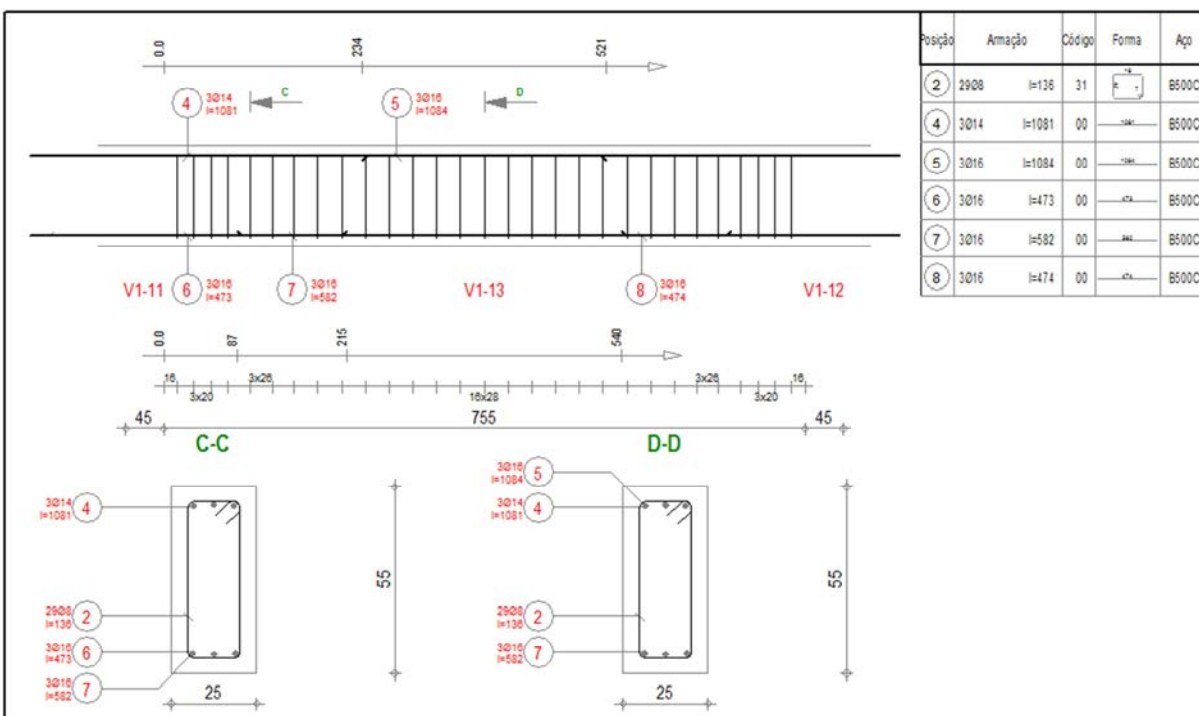
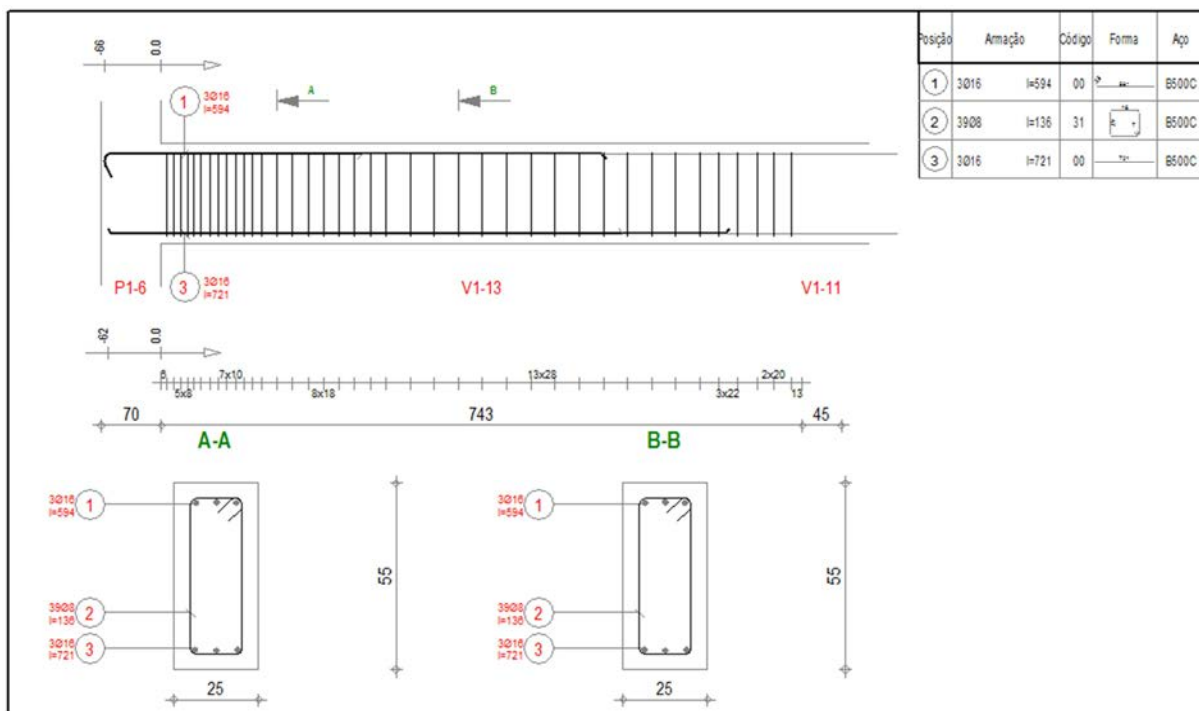


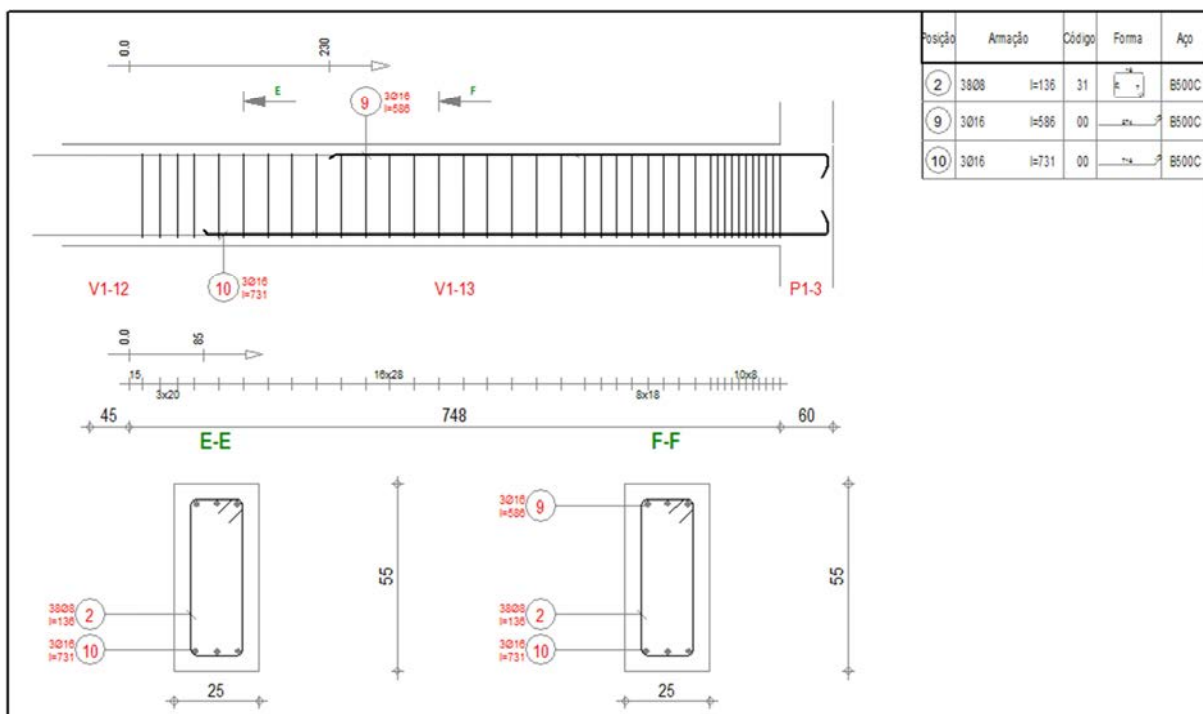












As armaduras das vigas V2-13 E V3-13 obtidas com o programa são idênticas a V1-13.

